

國立臺灣大學土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis

挫屈束制消能支撐構架梁柱效應

對接合板耐震行為研究

Effects of Frame Action on Seismic Performance
of Gusset Plate Connections
in Buckling-restrained Braced Frames

劉佳豪

Jia-Hau Liu

指導教授：周中哲 博士

Advisor: Chung-Che Chou, Ph.D.

中華民國 99 年 7 月

July, 2010

國立臺灣大學碩士學位論文
口試委員會審定書

挫屈束制消能支撐構架梁柱效應對接合板耐震行為研究

**Effects of Frame Action on Seismic Performance
of Gusset Plate Connections
in Buckling-restrained Braced Frames**

本論文係劉佳豪君（學號 R97521230）在國立臺灣大學土木工程學系碩士班完成之碩士學位論文，於民國 99 年 7 月 16 日承下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明。

口試委員：

周中哲

（指導教授）

蔡克銓

黃世建

系主任、所長： 呂良正

呂良正

誌謝

本論文得以完成，由衷的感謝恩師 周中哲博士悉心的指導與教誨，使我學習到研究的精神與嚴謹的態度，並匡正我許多缺點使愚生能更加的進步，在此獻上最誠摯的感謝。

同時在論文口試期間，承蒙國立台灣大學 蔡克銓教授、黃世建教授的蒞臨指導，對本論文提供許多寶貴的意見，使得本論文更加完備，在此致上最由衷的謝意。

在兩年的研究所求學期間，特別感謝 俊翰學長，對於實驗及分析提供許多寶貴的經驗與幫助，且總是不厭其煩的教導，使我能更順利的完成本論文；而同學 俊銘、映全學弟、逸學弟及聖傑學弟，於實驗最辛苦的時候總是全力以赴的幫助我，真的非常謝謝你們，都是因為有你們，本論文才得以順利完成。在此感謝在台大求學的期間，給過我鼓勵及關心的好朋友們及台科大的好朋友們，有了你們大家使我的研究生涯更加都采多姿。

最後謹將本文獻給我最重要的家人，感謝父親 劉榮宏先生、母親 黃菊枝女士、佳瑋哥哥及女友子琪，謝謝你們讓我能心無旁騖的致力於課業，且陪伴我度過每個開心與難過的時刻，願與你們分享這份榮耀和喜悅。

摘要

本研究主要為探討消能支撐構架中梁柱效應對接合板耐震行為，測試在構架效應下，接合板在受梁、柱之開合效應下端部應力集中之影響，提出一等效支撐概念，設計接合板在構架運動之受力及斜撐軸力下所需之尺寸。並為瞭解與 AISC-LRFD(2005)接合板設計方法之差異，設計五組接合板試體，分別使用於五組實尺寸一層樓之消能支撐構架試驗。其中試體一及二為利用單接合板將消能支撐與構架接合，試體三至五採用雙接合板將消能支撐與構架接合，並且為了測試接合板端部側邊加勁板對接合板端部的影響，於試體一及三之接合板試體端部加入側邊加勁板。五組試體中，除了其中一組為依照 AISC-LRFD(2005)設計方式而得之單接合板在試驗時發生挫屈外，其餘四組試體於試驗後其行為良好，並由試驗觀察出，構架梁柱之開合效應，對接合板端部會因應力集中造成可觀的應變量，但加了側邊加勁板後，應變量即可降低，而單接合板與雙接合板在接合板與梁、柱界面比較上，單接合板之應變較雙接合板來得高。本研究並利用非線性有限元素分析程式 ABAQUS(2005)，針對五組試驗構架進行模擬與分析，可預測五組試驗構架之整體行為。而經由實驗與有限元素分析之結果，可知本研究所提出之等效支撐模型確實可以準確預測接合板在構架梁柱效應下之受力，進而驗證本研究所提出之接合板設計方法。

關鍵字：構架梁柱效應、等效支撐模型、挫屈束制消能支撐、構架實驗、有限元素分析

Abstract

The present study of this thesis is focus on the seismic performance of a gusset plate subjected to frame action in Buckling-Restrained Braced Frames (BRBF). In order to test the stress concentration effects on gusset palte edges induced by frame action, an equivalent sturt model was proposed to estimate the frame action forces on a gusset plate, and a new design criteria by considering frame action and brace action simultanesly was proposed.

In order to interpret the difference of each design methods, i.e. the AISC design method, or the design method by considering frame action presented in this thesis, a totally five full-scale, one story BRBF was tested to investigate the seismic performace of gusset plates under frame action. Single gusset plates was used in Specimen 1 and 2, dual gusset plates was used in Specimen 3 to 5, and edge stiffeners was applied on the gusset plate edges in specimen 1 and 3, so as to identify the contribution of edge stiffeners on gusset plate edges. One of gusset plates in five specimens was buckled after test, which was designed using AISC method, and the others gusset plates, which was designed using the theoretical formula presented from this study, was all fine. From the test observation, the edge of gusset plates will suffer large stains by frame action, but the applying of edge stiffeners can reduce the maginitude of normal strains effectively on the edge of gusset plates, and it seems true that single gusset plates will suffer larger frame action compared with dual gussets.

Besides the test results, nonlinear FEM program ABAQUS was used to simulate the responses of specimen. This study describes the detailed analytical model and the modeling techniques, such as material model, boundary conditions, initial imperfections. The cyclic base shear versus the story drift relationships obtained from the test and FEM analytical results are quite agreeable. The analytical result confirm that the magnitude of frame action forces on a gusset plate can be accurately simulated. And baed on the theortical formula presented in this thesis, the edge stresses can also be accurately predicted when compared with FEM analytical results, so as to confirm the proposed design method in this thesis.

Keyword : frame action, equivalent strut model, BRB, frame test, finite element analysis

目錄

口試委員會審定書.....	i
誌謝.....	ii
中文摘要.....	iii
英文摘要.....	iv
目錄.....	v
表目錄.....	viii
圖目錄.....	ix
照片目錄.....	xv
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 研究動機.....	1
1.3 研究目的.....	1
1.4 研究內容.....	2
第二章 接合板力學行為及試體設計.....	3
2.1 前言.....	3
2.2 文獻回顧.....	3
2.3 接合板力學行為.....	6
2.3.1 接合板在考慮梁柱開合效應下之挫屈強度.....	6
2.3.2 等效支撐模型.....	8
2.3.3 接合板之應力分佈及端部最大應力檢核.....	16
2.4 試驗試體之設計.....	17
2.4.1 挫屈束制消能支撐構架之設計.....	17
2.4.2 可更換核心板之挫屈束制消能支撐設計.....	24
2.4.3 接合板試體設計.....	25
2.5 材料性質.....	28
2.6 試體試驗構架裝置與載重歷時.....	28

2.6.1	油壓制動器	28
2.6.2	資料擷取系統	28
2.6.3	水平側向位移與消能支撐軸向位移之關係	29
2.6.4	試驗載重歷時	29
2.6.5	試驗量測規劃	30
2.6.6	試體構架之彈性勁度	30
第三章	試驗試體與結果分析	31
3.1	前言	31
3.2	試體製作、組裝與試驗方式	31
3.3	空構架試驗現象與結果	32
3.4	試體一試驗結果與結果分析	32
3.4.1	試體現象	32
3.4.2	試驗結果分析	34
3.5	試體二試驗結果與結果分析	35
3.5.1	試體現象	35
3.5.2	試驗結果分析	37
3.6	試體三試驗結果與結果分析	38
3.6.1	試體現象	38
3.6.2	試驗結果分析	39
3.7	試體四試驗結果與結果分析	40
3.7.1	試體現象	40
3.7.2	試驗結果分析	41
3.8	試體五試驗與結果分析	42
3.8.1	試體現象	42
3.8.2	試驗結果分析	43
3.9	試驗結果比較	44

第四章	有限元素分析.....	51
4.1	前言.....	51
4.2	試體有限元素模型建立.....	51
4.2.1	結構模型.....	51
4.2.2	材料性質.....	52
4.3	有限元素分析結果.....	52
4.3.1	試體一分析結果.....	52
4.3.2	試體二分析結果.....	54
4.3.3	試體三分析結果.....	55
4.3.4	試體四分析結果.....	57
4.3.5	試體五分析結果.....	59
4.3.6	不同尺寸下接合板之應力分佈.....	61
第五章	結論與建議.....	62
5.1	結論.....	62
5.2	建議.....	63



表目錄

表 2.1 樓層側力分配.....	66
表 2.2 挫屈束制消能支撐的需求與強度.....	66
表 2.3 設計層間側位移角.....	66
表 2.4 挫屈束制消能支撐軸向變形.....	66
表 2.5 彈性與極限下梁、柱之軸力彎矩互制效應.....	67
表 2.6 各 BRB 試體設計值.....	67
表 2.7 各組接合板試體之挫屈強度 ($P_{max,d} = 890$ kN).....	68
表 2.8 各組接合板試體考慮構架開合效應之設計檢核表 (Drift = 1%)..	68
表 2.9 鋼材材料性質.....	68
表 2.10 無收縮水泥砂漿抗壓強度.....	69
表 2.11 試體試驗加載歷時.....	69
表 3.1 各試體整體行為表.....	70
表 3.2 各試體受力的態分佈表.....	72
表 4.1 A572 Gr.50 鋼材之 ABAQUS 硬化參數輸入指令(試體一).....	74
表 4.2 各試體試驗與分析總側力比對 (單位:kN).....	74
表 4.3 各試體試驗與分析之彈性勁度 (單位:kN/mm).....	75
表 4.4 各試體試驗與分析之能量比對 (單位:kN-m).....	76

圖目錄

圖 2.1 Whitmore Section 與 L_1 、 L_2 、 L_3 及 L_{max} 示意圖	77
圖 2.2 斜撐及接合板接合情況與接合板挫屈行為示意圖【Tsai et al.(2004)】	77
圖 2.3 一層樓 BRBF 試驗(Aiken et. al. 2002).....	78
圖 2.4 接合板破壞情形(Aiken et. al. 2002).....	78
圖 2.5 梁柱接頭補強板平面及立面圖(Lee et. al. 2002).....	79
圖 2.6 加勁板與梁界面之應力分佈 (Lee et. al. 2002).....	79
圖 2.7 等效支撐模型(Lee et. al. 2002).....	80
圖 2.8 等效支撐模型(Lee et. al. 2002).....	80
圖 2.9 斜撐構架簡化關係(Kaneko et. al. 2008)	81
圖 2.10 簡化斜撐構架之有限元素模型(Kaneko et. al. 2008)	81
圖 2.11 簡化斜撐構架模型試驗與分析破壞模式(Kensaku Kaneko et. al.)	82
圖 2.12 接合板邊緣應力分佈與設計考量圖 (Kaneko et. al.)	82
圖 2.13 構架變形示意圖	83
圖 2.14 接合板受力行為示意圖	83
圖 2.15 板受雙軸向拉壓之挫屈強度	84
圖 2.16 整體構架圖	84
圖 2.17 梁柱與接合板示意圖	85
圖 2.18 梁柱與接合板自由體圖	85
圖 2.19 等效支撐示意圖	86
圖 2.20 等效支撐與梁柱變形關係示意圖	86
圖 2.21 移除梁柱及斜撐軸力之梁柱與接合板自由體圖	87
圖 2.22 接合板與梁界面應力分佈關係圖	87
圖 2.23 接合板與側邊加勁板之正向應力分佈示意圖	88
圖 2.24 構架平面圖	88
圖 2.25 BRBF-立面圖	89
圖 2.26 消能支撐發揮極限軸拉力下之梁軸力	89
圖 2.27 消能支撐發揮極限軸拉力下之柱軸力	90
圖 2.28 一樓與三樓消能支撐構架側推分析	90

圖 2.29 結構物在側推分析後之塑鉸分佈 (Roof Drift=3%).....	91
圖 2.30 結構物在側推分析後之各桿件軸力大小(單位：kN).....	91
圖 2.31 挫屈束制消能支撐試體一	92
圖 2.32 挫屈束制消能支撐試體二.....	93
圖 2.33 挫屈束制消能支撐試體三.....	94
圖 2.34 試驗構架平面圖	95
圖 2.35 試驗構架立面圖(試體一為準)	95
圖 2.36 接合板試體一接合細節	95
圖 2.37 接合板試體一、二接合板細節	96
圖 2.38 接合板試體一側邊加勁板細節	96
圖 2.39 接合板試體二接合細節	96
圖 2.40 試驗構架立面圖(試體三為準)	97
圖 2.41 接合板試體三接合細節	97
圖 2.42 接合板試體三及四細節	98
圖 2.43 接合板試體三之側邊加勁板細節	98
圖 2.44 接合板試體三、四之開口尺寸.....	98
圖 2.45 接合板試體四接合細節	98
圖 2.46 試驗構架立面圖(試體五為準).....	99
圖 2.47 接合板試體五接合細節	99
圖 2.48 接合板試體五細節	99
圖 2.49 構架變形示意圖	100
圖 2.50 試體試驗加載歷時	100
圖 2.51 應變計配置圖	101
圖 2.52 位移計及拉線式位移計量測位置示意圖	102
圖 2.53 消能支撐與構架間之勁度關係	102
圖 3.1 各試體千斤頂力量與層間位移角關係圖	103
圖 3.2 各試體消能支撐軸向位移歷時	104
圖 3.3 各試體消能支撐側力與層間側位移角關係圖	105
圖 3.4 各試體消能支撐與構架所佔側力百分比	105
圖 3.5 各試體消能支撐軸力與軸向位移關係圖	106

圖 3.6 各試體消能支撐軸力與軸向位移關係圖	107
圖 3.7 消能支撐殘餘變形示意圖	108
圖 3.8 梁柱彎矩、軸力示意圖	108
圖 3.9 試體一及試體二梁翼板應變 (正方向)	109
圖 3.10 試體一及試體二梁翼板應變 (負方向)	110
圖 3.11 試體三及試體四梁翼板應變比較(正方向).....	111
圖 3.12 試體三及試體四梁翼板應變比較(負方向).....	112
圖 3.13 試體五及試體四梁翼板應變(正方向)	113
圖 3.14 試體五及試體四梁翼板應變(負方向)	114
圖 3.15 試體一及試體二左梁腹板應變	115
圖 3.16 試體三及試體四左梁腹板應變	115
圖 3.17 試體五及試體四左梁腹板應變	116
圖 3.18 各試體 R1 位置 3 方向應變歷時及歷時與消能支撐軸力遲滯圖	117
圖 3.19 各試體 R1 位置剪應變歷時及歷時與消能支撐軸力遲滯圖	118
圖 3.20 各試體 R5 位置 3 方向應變歷時及歷時與消能支撐軸力遲滯圖	119
圖 3.21 各試體 R5 位置剪應變歷時及歷時與消能支撐軸力遲滯圖	120
圖 3.22 試體一及試體二上部接合板應變 (正方向).....	121
圖 3.23 試體一及試體二下部接合板應變 (正方向).....	122
圖 3.24 試體一及試體二上部接合板應變 (負方向).....	123
圖 3.25 試體一及試體二下部接合板應變 (負方向).....	124
圖 3.26 試體三及試體四上部接合板應變 (正方向).....	125
圖 3.27 試體三及試體四下部接合板應變 (正方向).....	126
圖 3.28 試體三及試體四上部接合板應變 (負方向).....	127
圖 3.29 試體三及試體四下部接合板應變 (負方向).....	128
圖 3.30 試體一及試體三上部接合板應變 (正方向).....	129
圖 3.31 試體一及試體三下部接合板應變 (正方向).....	130
圖 3.32 試體一及試體三上部接合板應變 (負方向).....	131
圖 3.33 試體一及試體三下部接合板應變 (負方向).....	132

圖 3.34 試體五及試體四上部接合板應變 (正方向).....	133
圖 3.35 試體五及試體四下部接合板應變 (正方向).....	134
圖 3.36 試體五及試體四上部接合板應變 (負方向).....	135
圖 3.37 試體五及試體四下部接合板應變 (負方向).....	136
圖 3.38 試體一及試體三側邊加勁板應變 (正方向).....	137
圖 3.39 試體一及試體三側邊加勁板應變 (負方向).....	138
圖 3.40 各試體面外變形 (正方向).....	139
圖 3.41 各試體面外變形 (負方向).....	140
圖 3.42 A、B、C 點面外變形.....	141
圖 3.43 試體一接合板斜撐及梁柱效應.....	142
圖 3.44 試體二接合板斜撐及梁柱效應.....	143
圖 3.45 試體三接合板斜撐及梁柱效應.....	144
圖 3.46 試體四接合板斜撐及梁柱效應.....	145
圖 3.47 試體五接合板斜撐及梁柱效應.....	146
圖 3.48 各試體接合板構架開合量比較.....	147
圖 3.49 梁翼板撓曲降低雙接合板之構架開合效應示意圖.....	147
圖 3.50 各試體接合板等效支撐軸力與軸位移關係.....	148
圖 3.51 等效支撐軸力及其勁度比較.....	148
圖 4.1 整體構架模型圖.....	149
圖 4.2 空構架模型圖.....	150
圖 4.3 試體一單接合板模型.....	151
圖 4.4 試體二單接合板模型.....	151
圖 4.5 試體三雙接合板模型.....	151
圖 4.6 試體四雙接合板模型.....	152
圖 4.7 試體五雙接合板模型.....	152
圖 4.8 試體一挫屈模態.....	153
圖 4.9 試體二挫屈模態.....	153
圖 4.10 試體三挫屈模態.....	154
圖 4.11 試體四挫屈模態.....	154
圖 4.12 試體五挫屈模態.....	155

圖 4.13 各試體千斤頂力量與層間位移角關係圖	156
圖 4.14 各試體於各層間側位移角下能量比對	157
圖 4.15 各試體消能支撐側力與層間位移角關係圖	158
圖 4.16 各試體消能支撐軸力與軸位移關係圖	159
圖 4.17 試體一梁及左柱剪應變	160
圖 4.18 試體一等效支撐軸力比對	161
圖 4.19 試體一接合板與梁交界面之正向應力及剪應力 (-1% Drift)....	162
4.20 試體一等效支撐水平分力及垂直分力	162
圖 4.21 試體一接合板與梁界面之應變分佈(-1% Drift).....	163
圖 4.22 試體一接合板與柱界面之應變分佈(-1% Drift).....	163
圖 4.23 試體一接合板與梁界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)..	164
圖 4.24 試體一接合板與柱界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)..	164
圖 4.25 試體二上端接合板挫屈變形及 B·C 點之面外變形比較(-1% Drift)	165
圖 4.26 試體三梁及左柱剪應變	166
圖 4.27 試體三等效支撐軸力比對	167
圖 4.28 試體三接合板與梁交界面之正向應力及剪應力(-1% Drift).....	168
圖 4.29 試體三等效支撐水平分力及垂直分力	168
圖 4.30 試體三接合板與梁界面之應變分佈	169
圖 4.31 試體三接合板與梁界面之應變分佈	169
圖 4.32 試體三接合板與梁界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)..	170
圖 4.33 試體三接合板與柱界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)..	170
圖 4.34 試體四梁及左柱剪應變	171
圖 4.35 試體四等效支撐軸力比對	172
圖 4.36 試體四接合板與梁交界面之正向應力及剪應力 (-1% Drift)....	173
圖 4.37 試體四等效支撐水平分力及垂直分力	173
圖 4.38 試體四接合板與梁界面之應變分佈	174
圖 4.39 試體四接合板與柱界面之應變分佈	174
圖 4.40 試體四接合板與梁界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)..	175
圖 4.41 試體四接合板與柱界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)..	175

圖 4.42 試體五無斜撐端梁面外挫屈 (+2.5% Drift).....	176
圖 4.43 試體五梁及左柱剪應變	177
圖 4.44 試體五等效支撐軸力比對	178
圖 4.45 試體五接合板與梁界面之正向應力及剪應力 (-1% Drift)....	179
圖 4.46 試體五等效支撐水平分力及垂直分力	179
圖 4.47 試體五接合板與梁界面之應變分佈	180
圖 4.48 試體五接合板與柱界面之應變分佈	180
圖 4.49 試體五接合板與梁界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)..	181
圖 4.50 試體五接合板與柱界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)..	181
圖 4.51 各試體接合板與梁界面之應力分佈比較 (-1% Drift).....	182
圖 4.52 各試體接合板與柱界面之應力分佈比較(-1% Drift).....	183
圖 4.53 含接合板之空構架模型圖	184
圖 4.54 不同尺寸接合板之正向應力及剪應力分佈 (-1% Drift).....	184
圖 4.55 接合板與梁界面之應力分佈.....	185



照片目錄

照片 3.1 圍束構件置入核心單元、墊板與 2~3mm 墊片.....	186
照片 3.2 消能支撐核心板與其圍束.....	186
照片 3.3 右端梁柱接頭補強.....	186
照片 3.4 鋼梁端部 45 度開槽焊接.....	186
照片 3.5 接合板與梁、柱填角焊接.....	186
照片 3.6 與千斤頂連接端之梁柱接頭.....	186
照片 3.7 試體一試驗照片.....	187
照片 3.8 試體一試驗照片 (續).....	188
照片 3.9 試體二試驗照片.....	189
照片 3.10 試體二試驗照片(續).....	190
照片 3.11 試體三試驗照片.....	191
照片 3.12 試體四試驗照片.....	192
照片 3.13 試體五試驗照片.....	193
照片 3.14 試體五試驗照片(續).....	194



第一章 緒論

1.1 前言

挫屈束制消能支撐構架(Buckling-Restrained Braced Frame, BRBF)為近年來鋼結構中廣泛使用之耐震系統之一。由於挫屈束制支撐構架具較高之側向勁度與斜撐受壓不會挫屈之特性，因此可利用斜撐作為消能元件，達到良好的消能行為，相較於傳統同心斜撐構架而言，更具安全與經濟效益。挫屈束制支撐構架主要是由梁、柱與斜撐構件組成，而斜撐與梁柱構件接合處需設置接合板。

然而，儘管挫屈束制消能支撐構架擁有上述優良的特性，也必需建立在接合處不破壞之情況下才能發揮消能支撐構架原有的韌性，在 1994 年美國加州洛杉磯北嶺地震及 1995 年日本神戶地震發生後，發現許多接合板於焊道處破壞、與斜撐相接處亦發生淨斷面撕裂或發生挫屈等行為，這些脆性破壞的行為也使得原本消能支撐構架喪失了其該有的韌性。

由於接合板是挫屈束制支撐構架中非常重要的成份，且已有許多學者試驗發現，接合板的破壞確實為當前挫屈束制消能支撐構架之主要課題，即因接合板挫屈或於焊道處開裂等破壞行為導致消能支撐構架發展不到原有的韌性，因此近年之研究方向主要針對接合板在整體斜撐構架下之耐震行為，故本研究提出之接合板耐震設計方法亦以上述目的為出發點。

1.2 研究動機

近年來許多研究報告已針對接合板各極限受力態及其設計方式作探討，如接合板之拉力強度、挫屈強度，或者斜撐與接合板間力量傳遞行為探討，但其多為僅含斜撐、接合板之簡化構架，因而沒辦法探討梁、柱在構架開合下對接合板造成的影響，且目前現行規範亦無考量接合板在受梁柱效應下的影響，故基於此原因，本研究進行一實尺寸之挫屈束制消能支撐構架，以釐清構架開合效應對接合板之影響。

1.3 研究目的

本研究重點在於接合板在構架梁柱開合效應下之影響，並提出一套考慮構架

梁柱效應影響下，新的接合板設計概念，透過實尺寸結構試驗與有限元素軟體 ABAQUS(2005)之分析模型，研究各情況下構架開合效應對接合板的影響，而其中研究著重於以下幾點：

1. 提出一套理論去預測構架開合對接合板所產生之效應，並由試驗與分析來驗證其可行性。
2. 探討現行規範與本研究所提出設計方式之差異。
3. 於接合板端部加側邊加勁板之貢獻及影響。
4. 單、雙接合板之間的差異，其對構架效應的影響。
5. 雙接合板擺放位置的差異，比較將雙接合板靠近或遠離梁、柱腹板之間的差異。

1.4 研究內容

本研內容共分為五個章節，除本章外，第二章為介紹接合板力學行為及試驗試體之設計，並規劃及安排各組試體。第三章為試體試驗與結果分析，介紹試體製作、組裝過程及試驗現象觀察。第四章為有限元素分析，敘述分析模型的建立並將分析結果與試驗結果做比較，以驗證第二章所提出之理論。第五章為結論與建議。



第二章 接合板力學行為及試體設計

2.1 前言

本章一開始先對之前學者所研究之接合板力學行為進行回顧，接著介紹接合板在結合斜撐軸力及構架開合效應下之力學行為，並藉由理論與分析來探討傳統只考慮斜撐軸向力下接合板設計與同時考慮斜撐軸力與構架開合力下接合板設計的差異，並提出一套新的設計方法用以考量構架開合對接合板造成之影響。接著為挫屈束制消能支撐構架之設計，與可更換核心板之挫屈束制消能支撐之設計，最後為試驗試體之接合板的試體設計。經由改變單、雙接合板，不同接合方式，不同接合板尺寸及添加加勁板等不同的參數，以釐清在各種情況下構架開合對接合板的影響，並比較 AISC-LRFD(2005)與本研究所提出的設計方式的差異，進一步討論考慮構架開合力之設計與否的差別性。本章 2.2 節為文獻回顧，2.3 節介紹接合板的力學行為，2.4 節為介紹試驗試體之設計，2.5 節敘述試體材料強度，2.6 節介紹試體試驗構架裝置及載重歷時。

2.2 文獻回顧

學者 Whitmore 於 1952 年所進行的接合板拉力試驗中，提出了有效寬度 b_e (Effective Width) 概念，即接合板與連接構材間，由第一排螺栓起以 30° 分散角算至最後一排螺栓之寬度，此寬度亦稱為 Whitmore Section，如圖 2.1 所示。並假設試驗中降伏應力會均勻分佈在有效寬度 b_e 上，接合板之降伏強度則以此寬度乘上接合板厚度及降伏應力，如(2.1)式所示。此方法所定義的降伏強度亦為現今 AISC-LRFD(2005)第十三章所規定的接合板降伏強度：

$$P_w = (b_e t_g) F_y = A_g F_y \quad (2.1)$$

其中 t_g 為接合板厚度， A_g 為之 Whitmore Section 之面積。

AISC-LRFD(2005)中有關斜撐接合板的降伏強度與挫屈強度設計規範以 Whitmore(1952)及 Gross and Cheok(1990)所提的方法利用等效柱的觀念去計算接合板降伏強度及挫屈強度，並未考慮板的效應及加勁板作用下之強度提升。AISC-LRFD(2005)提出如(2.2)式所示之柱強度公式來計算接合板的面外挫屈強度：

$$P_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} A_g F_y, \quad \lambda_c \leq 1.5 \quad (2.2)$$

$$P_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c}\right) A_g F_y, \quad \lambda_c > 1.5$$

其中 $\lambda_c = \frac{KL_e}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E_s}}$ ， $L_e = \frac{L_1 + L_2 + L_3}{3}$ 為有效長度， $r = \frac{t_g}{\sqrt{12}}$ 為迴轉半徑， L_1 、 L_2

及 L_3 如圖 2.1 所示。此公式並未考慮接合板在有加勁或本身偏心對挫屈強度的影響，故挫屈有效長度係數 K 採用 0.65；柱長 L_e 則採用 Whitmore Section 兩端與中間依照斜撐軸方向延伸至梁柱邊緣之三個長度平均，如圖 2.1 所示，若 L_1 、 L_2 及 L_3 其中有負值，即 Whitmore Section 之部份超過接合板區域，依照 AISC-LRFD(2005) 之規定，此部份之長度直接以負值計算。若接合板可發生面外挫屈(Out of Plane Buckling)，則 K 值為 1.2。

圖 2.2 為學者 Tsai et. al. 於 2004 年實尺寸三層樓三跨之挫屈束制支撐構架研究中所提出之接合板挫屈行為示意圖，由圖示即可知，當接合板允許面外變形時，K 值為 2，當接合板不允許面外變形時，K 值為 0.65。

學者 Chou and Chen 於 2008 年研究挫屈束制消能支撐構架中接合板挫屈強度中發現，接合板之挫屈強度並不能由 AISC-LRFD(2005) 所建議之有效長度係數 K 值來作預測，因此利用有限元素軟體(ABAQUS)對接合板進行一系列之參數研究，並由板理論提出，接合板之挫屈強度為：

$$\sigma_u = \frac{K_g \pi^2 E \sqrt{E_t / E}}{12(1-\nu^2)(b_0/t_g)^2} = \frac{P_u}{b_e t_g} \quad (2.3)$$

其中 σ_u 及 P_u 為接合板之挫屈應力及挫屈力， b_0 為接合板之短邊長， E_t 為切線模數 ($=0.02E$)， ν 為柏松比， K_g 為由分析所得之等效挫屈因子，其會隨接合板之尺寸、邊界條件而變化。

學者 Aiken et. al. 於 2002 年在加州柏克萊大學進行了三次一層樓之挫屈束制支撐構架試驗，如圖 2.3 所示，其中第一次試驗為倒 V 型挫屈束制支撐構架，第二及第三次皆為單根斜對角之挫屈束制支撐構架。當第二次試驗位移達 1.72% 層間側位移角時，上部接合板與柱接處焊接處便已開裂(圖 2.4(a))，接著到 2.60% 層間側位移角時，裂縫持續增加，最後在當斜撐受拉時，接合板因受梁柱夾合力而挫屈(圖 2.4(b))，此研究現象顯示，構架開合效應會對接合板端部造成應力集中，使

接合板焊道開裂或因梁柱夾合而挫屈。

學者 Lee et. al.於 2002 年研究梁柱接頭補強之加勁板行為，圖 2.5 (a) 及(b)為其梁柱接頭補強細節之平面及立面圖，圖 2.6(a)、(b)為其在之正向應力分佈圖可知，假設加勁板為一等效支撐，即一假定長度、面積之桁架桿件，並稱此概念為等效支撐模型(Equivalent Strut Model)，如圖 2.7(a) 所示，其等效支撐之面積 A_e 為：

$$A_e = \frac{\eta(ab - c^2)t}{\sqrt{(a-c)^2 + (b-c)^2}} \quad (2.4)$$

其中 a 、 b 為加勁板之長及高， c 為裁剪後剩下長度， t 為加勁板之厚度， η 為等效支撐因子，此研究建議 $\eta = 1.50$ 。圖 2.7 (b) 為等效支撐模型之自由體圖，圖 2.6(a)、(b)有限元素程式(ABAQUS)中加勁板與梁界面之正向應力及剪應力，如圖 2.6(a)可知，正向應力合力作用點位於加勁板長之 0.6 倍位置處，最後再配合彈性梁理論及相合變形關係及可得等效支撐之水平力 Q 為：

$$Q = \frac{\eta(ab - c^2)t}{\left(\frac{1}{\eta}\right) \frac{(0.60)\sqrt{(a^2 + b^2)}\sqrt{(a-c)^2 + (b-c)^2}}{(ab - c^2)t} + \frac{(0.18b + 0.30d_b)(ad_b)}{I_b}} \times V_i \quad (2.5)$$

其中 V_{pd} 為設計梁剪力， d_b 為梁深， I_b 為梁斷面之慣性矩，可由圖 2.8 假設梁兩端達塑性鉸之情況求得：

$$V_{pd} = \frac{2M_{pd}}{(L - 2e)} + V_G \quad (2.6)$$

其中 M_{pd} 為設計梁塑性彎矩， L 為梁長， e 為塑性鉸至柱面距離， V_G 為梁承擔重力下之剪力。

學者 Kaneko et. al.於 2008 年進行了一簡化之挫屈束制支撐構架試驗及分析，如圖 2.9(a)、(b)為斜撐構架及截取構架四分之一角所得之示意圖，圖 2.10 為此簡化模型之有限元素模型，圖 2.11 為此簡化模型在試驗及分析下之破壞模態，此研究亦延用等效支撐模型(Lee et. al. 2002)之概念，視接合板為等效支撐，由分析結果發現等效支撐寬度為此等效支撐長度的一半，再配合等效支撐模型即可求得等效支撐力，圖 2.12(a) 即為接合板同時受斜撐軸力 F_d 及等效支撐軸力 F_g 下，去計算分佈在接合板邊緣之正向力及剪應力之示意圖，圖 2.12(b) 顯示接合板端部為設計所需考量之降伏點，如下之算式是以 von Mises 降伏準則對此點去作設計，即可得

接合板厚度:

$$\sigma = \sigma_f = \frac{S_{bf}}{bt}, \tau = \tau_f + \tau_d, \tau_d = \frac{T_{bd}}{bt}, \tau_f^{mean} = \frac{1}{bt} T_{bf}, \tau_f^{max} = \frac{2}{bt} T_{bf}$$

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_Y \quad (2.7)$$

其中 σ 為接合板與梁界面之平均正向應力，即由等效支撐軸力 F_g 之垂直分力 S_{bf} ，分配至接合板與梁交界面所得， τ_d 為斜撐軸力 F_d 傳遞至接合板與梁界面之平均剪力 T_{bd} 造成， τ_f 為接合板與梁柱界面受構架開合效應下之剪應力，即由等效支撐軸力 F_g 之水平分力 T_{bf} ，分配至接合板與梁交界面所得， τ_f^{mean} 為 τ_f 之平均值， τ_f^{max} 為 τ_f 端部之最大剪應力， $\bar{\sigma}$ 為 von Mises 應力， σ_Y 為材料點之降伏強度，此研究建議在計算 τ_f 時取 τ_f^{mean} 或 τ_f^{max} 皆可。

本研究進行消能支撐構架的耐震試驗研究，利用先前研究(周中哲與陳昇陽 2008, Chou and Chen 2010)所發明的可更換核心之挫屈束制斜撐分別搭接與插接於單接合板與雙接合板上，總共進行兩組單接合板與兩組雙接合板試驗，期望能提出構架對接合板的開合力的預測方法。首先根據 AISC-LRFD(2005)所規定的公式，計算出單接合板的挫屈強度，作為試驗的參照組，接著再加上側邊加勁板(edge stiffener)、或換成雙接合板、或採將斜撐轉 90 度與雙接合板焊接之型式，一方面可側得在不同接合型式下構架開合力是否一樣可以預測，另一方面亦可驗證本研究所提出之新接合方式的可行性。

2.3 接合板力學行為

2.3.1 接合板在考慮梁柱開合效應下之挫屈強度

接合板的挫屈強度預測以往是模擬成等效柱挫屈之觀念來作為計算，且受力方向僅在斜撐軸向，並未考慮梁柱開合效應的影響，圖 2.13(a)、(b)、(c) 構架開合之整體示意圖，圖 2.14(a)為斜撐受拉、梁柱夾合之受力示意圖，圖 2.14(c)為斜撐受壓，梁柱伸展之受力示意圖。為了瞭解雙軸向拉壓之受力對接合板之影響，本研究以彈性板理論說明板在此受力下之挫屈強度，圖 2.15(a)為一長及寬為 a 、 b 之簡支板元素，在 x 方向受壓力 N_x ， y 方向受拉力 N_y ，其中 x 、 y 皆以壓力為正，拉力為負，假設其挫屈模態在 x 、 y 軸向皆為正弦波，如此可以得到其挫屈波型 $w(x, y)$ 為：

$$w(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (2.8)$$

其中 A_{mn} 代表挫屈波形之大小， m 、 n 代表此波形在 x 、 y 軸向模態。

並且由板理論可知，板之挫屈控制方程式為：

$$D\nabla^4 w(x, y) = N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + N_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad (2.9)$$

其中 $D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$ 為撓曲剛度， t 為板厚， E 為彈性系數， ν 為柏松比， N_x 與 N_y 為

x 、 y 方向上之載重，將(2.8)式代入(2.9)式可得：

$$\begin{aligned} & \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} D \left(\frac{m^2 \pi^2}{a^2} + \frac{n^2 \pi^2}{b^2} \right)^2 \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \\ &= \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \left(N_x \frac{m^2 \pi^2}{a^2} + N_y \frac{n^2 \pi^2}{b^2} \right) \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \end{aligned} \quad (2.10)$$

再將上式化簡可得：

$$N_x \frac{m^2 \pi^2}{a^2} + N_y \frac{n^2 \pi^2}{b^2} = D \left(\frac{m^2 \pi^2}{a^2} + \frac{n^2 \pi^2}{b^2} \right)^2 \quad (2.11)$$

將 $N_x = \sigma_x t$ ， $N_y = \sigma_y t$ 代入上式並化簡得：

$$\begin{aligned} \sigma_x \frac{m^2}{a^2} + \sigma_y \frac{n^2}{b^2} &= \frac{D}{t} \left[\frac{m^4 \pi^2}{a^2} + 2m^2 \left(\frac{n^2 \pi^2}{b^2} \right) + \frac{a^2}{b^2} n^4 \pi^2 \right] \\ &= \frac{\pi^2 D}{a^2 t} \left[m^4 + 2m^2 \left(n^2 \frac{a^2}{b^2} \right) + n^4 \frac{a^4}{b^4} \right] \\ &= \frac{\pi^2 D}{a^2 t} \left(m^2 + n^2 \frac{a^2}{b^2} \right)^2 \end{aligned} \quad (2.12)$$

又 σ_x 與 σ_y 以壓應力為正，故假設 x 方向受壓， y 方向受拉，

此時令拉應力 $\sigma_y = -\xi \sigma_x$ 代入可得：

$$\sigma_x m^2 - \xi \sigma_x n^2 \frac{a^2}{b^2} = \frac{\pi^2 D}{a^2 t} \left(m^2 + n^2 \frac{a^2}{b^2} \right)^2 \quad (2.13)$$

再經化簡可得挫屈應力 σ_x ：

$$\sigma_x = \frac{b^2 (m^2 + n^2 \frac{a^2}{b^2})^2}{a^2 (m^2 - \xi n^2 \frac{a^2}{b^2})} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{t^2}{b^2} \quad (2.14)$$

最後令等效挫屈因子 $k = \frac{b^2 (m^2 + n^2 \frac{a^2}{b^2})^2}{a^2 (m^2 - \xi n^2 \frac{a^2}{b^2})}$ 代入即可得挫屈強度為：

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{t^2}{b^2} \quad (2.15)$$

令 $\frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{t^2}{b^2} = \frac{1}{4}$ 且 $a=b=m=n=1$ ，則 $k = \frac{4}{1-\xi}$ ，如此即可得 σ_{cr} 與 ξ 之關係為：

$$\sigma_{cr} = \frac{k}{4} = \frac{1}{1-\xi} \quad (2.16)$$

如圖 2.15(b) 為將 (2.16) 式作圖之結果，其中 ξ 值愈大時 σ_{cr} 即愈大，即代表在一簡支板元素受雙軸向拉壓且處於彈性範圍時，當拉應力增加時，挫屈強度亦會同時增加，可知道以傳統只考慮單軸向壓力的設計方法在彈性範圍內確實是比較保守的，故本研究建議在設計接合板挫屈強度時使用 (2.2) 式，其中接合板端部有加勁時 $K=0.65$ ，接合板端部無加勁時 $K=2$ 。另外，由學者 Yam et. al. 於 2001 年之接合板試驗研究提到，當斜撐受壓且梁柱打開時，雖然梁、柱對接合板之拉力理當增強接合板之挫屈強度，但此拉力亦使得接合板受壓提早降伏，進而降低接合板之挫屈強度，故實際上在此挫屈強度一增一減相抵消的結果下，梁、柱所提供接合板之拉力，對接合板之挫屈強度影響其實非常小。

2.3.2 等效支撐模型

傳統計算接合板邊緣受力之均佈力法，並未考量到梁及柱之變形對接合板所照成的影響，其設計僅考慮到斜撐所提供軸向力之影響，以此法設計並無法反應接合板端部應力集中的行為，故本研究延伸學者 Lee et. al. (2002) 與 Kaneko et. al. (2008) 所提出之等效支撐概念，對此方法作更進一步的探討，以詳細釐清構架開合對接合板真正的影響，並提出一套新的理論去預估此構架開合力，最後訂立一套新的設計方法去計算接合板之尺寸。圖 2.16 為將一三層樓消能支撐構架，取一層樓之情形，圖 2.17 為截取一層樓構架圖左上角而得之梁柱與接合板自由體圖，

圖中之長度 L' 及 L'' 分別代表著接合板端部 A 點至梁反曲點及接合板端部 B 點至柱反曲點之長度，圖 2.18 為將此梁柱與接合板切開之自由體圖，本研究根據假設一等效支撐來模擬接合板在受到構架開合效應下之行為，以求得在構架反應對接合板的影響，如圖 2.19 將接合板模擬成一長度為 L_g ，寬度為 b_E 之等效支撐，來模擬梁柱構架開合方向之勁度，故本研究假設接合板在實際斜撐構架中為一受雙軸向拉壓應力態的板元素。其中斜撐軸力分配至接合板與梁界面及接合板與柱界面的合力作用點，由均佈力法可知分別為接合板長短邊之中心，其長度由柱面及梁面算起分別為 α 及 β (圖 2.18)；而梁柱構架之開合正向力之合力作用點，則取用學者 Lee et. al. (2002) 所提出之等效支撐作用點 (圖 2.6(a) 及圖 2.7(a))，其值為接合板長短邊之 0.6 倍處，如圖 2.18 中之 A、B 兩點，其長度由柱面及梁面算起分別為 a 及 b 。

由圖 2.18 之自由體圖可得梁端近柱面的彎矩 $M_b(x)$ 及軸力 $P_b(x)$ 為：

當 $0 \leq x \leq a - \alpha$ 時：

$$M_b(x) = V_b(L'+x) - N_g x - Q_g \frac{d_b}{2} \quad (2.17)$$

$$P_b(x) = P_b - Q_g \quad (2.18)$$

其中 V_b 為梁剪力， N_g 與 Q_g 為等效支撐之垂直及水平分力， L' 為接合板端部 A 點至梁反曲點之距離， d_b 為梁深。

當 $a - \alpha \leq x \leq a$ 時：

$$M_b(x) = V_b(L'+x) - N_g x - Q_g \frac{d_b}{2} + N_b [x - (a - \alpha)] - Q_b \frac{d_b}{2} \quad (2.19)$$

$$P_b(x) = P_b - (Q_g + Q_b) \quad (2.20)$$

其中 N_b 與 Q_b 為斜撐軸力 P_{BRB} 分配至接合板與梁界面之正向力及剪力。

由圖 2.18 之自由體圖可得柱端近梁面的彎矩 $M_c(x)$ 及軸力 $P_c(x)$ 為：

當 $0 \leq x \leq b - \beta$ 時：

$$M_c(x) = V_c(L''+x) - Q_g x - N_g \frac{d_c}{2} \quad (2.21)$$

$$P_c(x) = P_c - N_g \quad (2.22)$$

其中 V_c 為柱剪力， L'' 為接合板端部 B 點至柱反曲點之距離， d_c 為柱深。

當 $b - \beta \leq x \leq b$ 時：

$$M_c(x) = V_c(L'+x) - Q_g x - N_g \frac{d_c}{2} + N_c[x - (b - \beta)] - Q_c \frac{d_c}{2} \quad (2.23)$$

$$P_c(x) = P_c - (N_g + Q_c) \quad (2.24)$$

由上述之桿端內力，再配合彈性梁理論，可分別求得梁翼板由 A 點起算至柱面水平變形量 $d_{x,b}$ 為：

$$\begin{aligned} d_{x,b} &= \int_0^a \frac{M_b(x)}{EI_b} \times \frac{d_b}{2} dx + \int_0^a \frac{P_b(x)}{EA_b} dx = \frac{d_b}{2EI_b} \int_0^{a-\alpha} \left[V_b(L'+x) - N_g x - Q_g \frac{d_b}{2} \right] dx \\ &\quad + \frac{d_b}{2EI_b} \int_{a-\alpha}^a \left[V_b(L'+x) - N_g x - Q_g \frac{d_b}{2} + N_b(x - (a - \alpha)) - Q_b \frac{d_b}{2} \right] dx \\ &\quad + \frac{1}{EA_b} \int_0^{a-\alpha} (P_b - Q_g) dx + \frac{1}{EA_b} \int_{a-\alpha}^a [P_b - (Q_g + Q_b)] dx \\ &= \frac{d_b}{2EI_b} \left\{ V_b \left[L'(a - \alpha) + \frac{(a - \alpha)^2}{2} \right] - N_g \frac{(a - \alpha)^2}{2} - Q_g \frac{d_b}{2} (a - \alpha) \right\} \\ &\quad + \frac{d_b}{2EI_b} \left\{ V_b \left[L'(a - (a - \alpha)) + \frac{a^2 - (a - \alpha)^2}{2} \right] - N_g \left[\frac{a^2 - (a - \alpha)^2}{2} \right] \right. \\ &\quad \left. - Q_g \frac{d_b}{2} (a - (a - \alpha)) + N_b \left[\frac{a^2 - (a - \alpha)^2}{2} - (a - \alpha)(a - (a - \alpha)) \right] \right. \\ &\quad \left. - Q_b \frac{d_b}{2} (a - (a - \alpha)) \right\} \\ &\quad + \frac{1}{EA_b} (P_b - Q_g)(a - \alpha) + \frac{1}{EA_b} [P_b - (Q_g + Q_b)](a - (a - \alpha)) \\ &= \frac{d_b}{2EI_b} \left\{ V_b \left(L'a + \frac{a^2}{2} \right) - N_g \frac{a^2}{2} - Q_g \left(\frac{ad_b}{2} \right) \right. \\ &\quad \left. + N_b \left[\frac{a^2 - (a - \alpha)^2}{2} - (a - \alpha)\alpha \right] - Q_b \frac{d_b}{2} \alpha \right\} + \frac{1}{EA_b} [P_b a - Q_g a - Q_b \alpha] \quad (2.25) \end{aligned}$$

其中 E 為彈性楊氏模數， I_b 為梁之慣性矩， A_b 梁之斷面積。

如圖 2.19 所示，將 $N_g = \frac{b}{a} Q_g$ 代入上式得：

$$\begin{aligned} d_{x,b} &= \frac{d_b}{2EI_b} \left[V_b \left(L'a + \frac{a^2}{2} \right) - Q_g \left(\frac{ab + ad_b}{2} \right) + N_b \left[\frac{a^2 - (a - \alpha)^2}{2} - (a - \alpha)\alpha \right] - Q_b \frac{d_b}{2} \alpha \right] \\ &\quad + \frac{1}{EA_b} [P_b a - Q_g a - Q_b \alpha] \quad (2.26) \end{aligned}$$

柱由 B 點起算至梁面之垂直變形量 $d_{x,c}$ 為：

$$\begin{aligned}
d_{x,c} &= \int_0^b \frac{M_c(x)}{EI_c} \times \frac{d_c}{2} dx + \int_0^b \frac{P_c(x)}{EA_c} dx = \frac{d_c}{2EI_c} \int_0^{b-\beta} \left[V_c(L''+x) - Q_g x - N_g \frac{d_c}{2} \right] dx \\
&\quad + \frac{d_c}{2EI_c} \int_{b-\beta}^b \left[V_c(L''+x) - Q_g x - N_g \frac{d_c}{2} + N_c [x - (b-\beta)] - Q_c \frac{d_c}{2} \right] dx \\
&\quad + \frac{1}{EA_c} \int_0^{b-\beta} (P_c - N_g) dx + \frac{1}{EA_c} \int_{b-\beta}^b [P_c - (N_g + Q_c)] dx \\
&= \frac{d_c}{2EI_c} \left\{ V_c \left[L''(b-\beta) + \frac{(b-\beta)^2}{2} \right] - Q_g \frac{(b-\beta)^2}{2} - N_g \frac{d_c}{2} (b-\beta) \right\} \\
&\quad + \frac{d_c}{2EI_c} \left\{ V_c \left[L''(b-(b-\beta)) + \frac{b^2 - (b-\beta)^2}{2} \right] - Q_g \left[\frac{b^2 - (b-\beta)^2}{2} \right] \right. \\
&\quad \left. - N_g \frac{d_c}{2} (b-(b-\beta)) + N_c \left[\frac{b^2 - (b-\beta)^2}{2} - (b-\beta)(b-(b-\beta)) \right] \right. \\
&\quad \left. - Q_c \frac{d_c}{2} (b-(b-\beta)) \right\} \\
&\quad + \frac{1}{EA_c} (P_c - N_g)(b-\beta) + \frac{1}{EA_c} [P_c - (N_g + Q_c)](b-(b-\beta)) \\
&= \frac{d_c}{2EI_c} \left\{ V_c \left(L''b + \frac{b^2}{2} \right) - Q_g \left(\frac{b^2}{2} + \frac{b^2}{2a} d_c \right) - N_g \left(\frac{b}{2} d_c \right) \right. \\
&\quad \left. + N_c \left[\frac{b^2 - (b-\beta)^2}{2} - (b-\beta)\beta \right] - Q_c \frac{d_c}{2} \beta \right\} + \frac{1}{EA_c} [P_c b - N_g b - Q_c \beta] \tag{2.27}
\end{aligned}$$

其中 I_c 為柱之慣性矩， A_c 為柱之斷面積。

如圖 2.19 所示，將 $N_g = \frac{b}{a} Q_g$ 代入上式得：

$$\begin{aligned}
d_{x,c} &= \frac{d_c}{2EI_c} \left\{ V_c \left(L''b + \frac{b^2}{2} \right) - Q_g \left(\frac{b^2}{2} + \frac{b^2}{2a} d_c \right) + N_c \left[\frac{b^2 - (b-\beta)^2}{2} - (b-\beta)\beta \right] - Q_c \frac{d_c}{2} \beta \right\} \\
&\quad + \frac{1}{EA_c} \left[P_c b - \frac{b^2}{a} Q_g - Q_c \beta \right] \tag{2.28}
\end{aligned}$$

由圖 2.20 可知，依小變形理論中之相合變形概念，等效支撐 AB 桿的軸向變形，可改寫成由梁及柱的變形替代，其關係式為：

$$\frac{F_g}{k_g} = \delta = \delta_1 + \delta_2 = \frac{d_{x,b}}{\cos \gamma} + \frac{d_{x,c}}{\sin \gamma} \tag{2.29}$$

其中 F_g 為等效支撐的軸力， γ 為等效支撐與梁夾角， k_g 為等效支撐軸向勁度((2.30)式)。

$$k_g = \frac{b_E \times t \times E}{L_g} = \frac{\frac{L_g}{2} \times t \times E}{L_g} = \frac{t \times E}{2} \quad (2.30)$$

$\cos \gamma = \frac{a}{L_g}$ 及 $\sin \gamma = \frac{b}{L_g}$ 代入(2.29)式得:

$$\frac{F_g}{k_g} = \delta = \frac{d_{x,b}}{a} L_g + \frac{d_{x,c}}{b} L_g \quad (2.31)$$

將(2.26)及(2.28)式代入(2.31)式，可得:

$$\begin{aligned} \frac{F_g}{k_g} &= \frac{d_b L_g}{2EI_b} \left\{ V_b \left[L' + \frac{a}{2} \right] - Q_g \left(\frac{b+d_b}{2} \right) + N_b \left[\frac{a^2 - (a-\alpha)^2}{2a} - (a-\alpha) \frac{\alpha}{a} \right] - Q_b \frac{d_b \alpha}{2a} \right\} \\ &+ \frac{d_c L_g}{2EI_c} \left\{ V_c \left[L'' + \frac{b}{2} \right] - Q_g \left(\frac{b}{2} + \frac{bd_c}{2a} \right) + N_c \left[\frac{b^2 - (b-\beta)^2}{2b} - (b-\beta) \frac{\beta}{b} \right] - Q_c \frac{d_c \beta}{2b} \right\} \\ &+ \frac{L_g}{EA_b} \left(P_b - Q_g - Q_b \frac{\alpha}{a} \right) + \frac{L_g}{EA_c} \left(P_c - \frac{b}{a} Q_g - Q_c \frac{\beta}{b} \right) \\ &= -\frac{d_b L_g}{2EI_b} \left(\frac{b+d_b}{2} \right) Q_g - \frac{d_c L_g}{2EI_c} \left(\frac{b}{2} + \frac{bd_c}{2a} \right) Q_g - \frac{L_g}{EA_b} Q_g - \frac{L_g b}{EA_c a} Q_g \\ &+ \frac{d_b L_g}{2EI_b} \left\{ V_b \left[L' + \frac{a}{2} \right] + N_b \left[\frac{a^2 - (a-\alpha)^2}{2a} - (a-\alpha) \frac{\alpha}{a} \right] - Q_b \frac{d_b \alpha}{2a} \right\} \\ &+ \frac{d_c L_g}{2EI_c} \left\{ V_c \left[L'' + \frac{b}{2} \right] + N_c \left[\frac{b^2 - (b-\beta)^2}{2b} - (b-\beta) \frac{\beta}{b} \right] - Q_c \frac{d_c \beta}{2b} \right\} \\ &+ \frac{L_g}{EA_b} \left(P_b - Q_b \frac{\alpha}{a} \right) + \frac{L_g}{EA_c} \left(P_c - Q_c \frac{\beta}{b} \right) \end{aligned} \quad (2.32)$$

以 $Q_g = \frac{a}{L_g} F_g$ 代入並化簡得:

$$F_g = \frac{n}{m} L_g \quad (2.33)$$

其中，

$$m = a \left\{ \frac{1}{ak_g} + \frac{d_b}{2EI_b} \left(\frac{b+d_b}{2} \right) + \frac{d_c}{2EI_c} \left(\frac{b}{2} + \frac{bd_c}{2a} \right) + \frac{1}{EA_b} + \frac{1}{EA_c} \frac{b}{a} \right\} \quad (2.34)$$

$$n = \left\{ \frac{d_b}{2EI_b} \left[V_b \left(L' + \frac{a}{2} \right) + N_b \left(\frac{a^2 - (a-\alpha)^2}{2a} - (a-\alpha) \frac{\alpha}{a} \right) - Q_b \frac{d_b}{2} \frac{\alpha}{a} \right] \right. \\ \left. + \frac{d_c}{2EI_c} \left[V_c \left(L'' + \frac{b}{2} \right) + N_c \left(\frac{b^2 - (b-\beta)^2}{2b} - (b-\beta) \frac{\beta}{b} \right) - Q_c \frac{d_c}{2} \frac{\beta}{b} \right] \right. \\ \left. + \frac{1}{EA_b} \left[P_b - Q_b \frac{\alpha}{a} \right] + \frac{1}{EA_c} \left[P_c - Q_c \frac{\beta}{b} \right] \right\} \quad (2.35)$$

再由均佈力法可知：

$$N_b = \frac{e_b}{r} P_{BRB}, N_c = \frac{e_c}{r} P_{BRB}, Q_b = \frac{\alpha}{r} P_{BRB}, Q_c = \frac{\beta}{r} P_{BRB} \quad (2.36)$$

其中， P_{BRB} 為斜撐軸力， e_b 及 e_c 為梁、柱深的一半， α 及 β 為接合板與梁接長度及與柱接長度的一半， $r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$ ，最後將上列關係式代入等效支撐軸力 F_g 之公式中，可將 F_g 化簡成分別由梁剪力、柱剪力、斜撐軸力及梁柱軸力所組成之式子：

$$F_g = A \times \{ C_1 V_b + C_2 V_c + C_3 P_{BRB} + C_4 P_b + C_5 P_c \} \quad (2.37)$$

其中，

$$A = \frac{L_g}{a \left\{ \frac{1}{ak_g} + \frac{d_b}{2EI_b} \left(\frac{b+d_b}{2} \right) + \frac{d_c}{2EI_c} \left(\frac{b}{2} + \frac{bd_c}{2a} \right) + \frac{1}{EA_b} + \frac{1}{EA_c} \frac{b}{a} \right\}} \quad (2.38)$$

$$C_1 = \frac{d_b}{2EI_b} \left(L' + \frac{a}{2} \right) \quad (2.39)$$

$$C_2 = \frac{d_c}{2EI_c} \left(L'' + \frac{b}{2} \right) \quad (2.40)$$

$$C_3 = \frac{1}{r} \left[\frac{d_b}{2EI_b} \left(\left(\frac{a^2 - (a-\alpha)^2}{2a} - (a-\alpha) \frac{\alpha}{a} \right) e_b - \frac{d_b}{2} \frac{\alpha^2}{a} \right) \right. \\ \left. + \frac{d_c}{2EI_c} \left(\left(\frac{b^2 - (b-\beta)^2}{2b} - (b-\beta) \frac{\beta}{b} \right) e_c - \frac{d_c}{2} \frac{\beta^2}{b} \right) - \frac{1}{EA_b} \frac{\alpha^2}{a} - \frac{1}{EA_c} \frac{\beta^2}{b} \right] \quad (2.41)$$

$$C_4 = \frac{1}{EA_b} \quad (2.42)$$

$$C_5 = \frac{1}{EA_c} \quad (2.43)$$

另外，由圖 2.18 梁柱與接合板自由體圖可知，斜撐軸力 P_{BRB} 傳遞至接合板與

梁、柱界面之力量中， N_b 、 N_c 對等效支撐 AB 桿造成壓力， Q_b 、 Q_c 對等效支撐 AB 桿造成拉力，彼此拉壓相抵消的結果將造成斜撐軸力 P_{BRB} 對等效支撐軸力 F_g 的影響極小；且若梁及柱軸力主要沿梁、柱中心傳遞，其影響對等效支撐力 F_g 應該也小，故考慮上述因素，等效支撐軸力 F_g 應可僅考慮彎矩而不考慮梁、柱及斜撐軸力之影響，並將圖 2.18 梁柱與接合板自由體圖之自由體圖簡化成為圖 2.21 之自由體圖，由圖 2.21 之自由體圖可得梁端及柱端的彎矩及軸力為：

當 $0 \leq x \leq a$ 時：

$$M_b(x) = V_b(L'+x) - N_g x - Q_g \frac{d_b}{2} \quad (2.44)$$

當 $0 \leq x \leq b$ 時：

$$M_c(x) = V_c(L''+x) - Q_g x - N_g \frac{d_c}{2} \quad (2.45)$$

此時梁、柱之變形如下：

$$\begin{aligned} d_{x,b} &= \int_0^a \frac{M_b(x)}{EI_b} \times \frac{d_b}{2} dx \\ &= \frac{d_b}{2EI_b} \int_0^a \left[V_b(L'+x) - N_g x - Q_g \frac{d_b}{2} \right] dx \\ &= \frac{d_b}{2EI_b} \left[V_b \left(L'a + \frac{a^2}{2} \right) - Q_g \left(\frac{ab}{2} + a \frac{d_b}{2} \right) \right] \end{aligned} \quad (2.46)$$

$$\begin{aligned} d_{x,c} &= \int_0^b \frac{M_c(x)}{EI_c} \times \frac{d_c}{2} dx \\ &= \frac{d_c}{2EI_c} \int_0^b \left[V_c(L''+x) - Q_g x - N_g \frac{d_c}{2} \right] dx \\ &= \frac{d_c}{2EI_c} \left[V_c \left(L''b + \frac{b^2}{2} \right) - Q_g \left(\frac{b^2}{2} + \frac{bd_c}{2a} \right) \right] \end{aligned} \quad (2.47)$$

再將(2.46)及(2.47)式代入(2.31)式，及可求出新的等效支撐力 F_{gm} ：

$$\begin{aligned} \frac{F_{gm}}{k_g} &= \frac{d_b L_g}{2EI_b} \left[V_b \left(L' + \frac{a}{2} \right) - Q_g \left(\frac{b+d_b}{2} \right) \right] + \frac{d_c L_g}{2EI_c} \left[V_c \left(L'' + \frac{b}{2} \right) - Q_g \left(\frac{b}{2} + \frac{bd_c}{2a} \right) \right] \\ &= -\frac{L_g}{2E} \left[\frac{d_b}{I_b} \left(\frac{b+d_b}{2} \right) Q_g + \frac{d_c}{I_c} \left(\frac{b}{2} + \frac{bd_c}{2a} \right) Q_g \right] \\ &\quad + \frac{L_g}{2E} \left[\frac{d_b}{I_b} \left(L' + \frac{a}{2} \right) V_b + \frac{d_c}{I_c} \left(L'' + \frac{b}{2} \right) V_c \right] \end{aligned} \quad (2.48)$$

將 $Q_g = \frac{a}{L_g} F_{gm}$ 代入上式並化簡得：

$$F_{gm} = \frac{n'}{m'} L_g \quad (2.49)$$

其中，

$$m' = 2E \left\{ 1 + \frac{ak_g}{2E} \left[\frac{d_b}{I_b} \left(\frac{b+d_b}{2} \right) + \frac{d_c}{I_c} \left(\frac{b}{2} + \frac{bd_c}{2a} \right) \right] \right\} \quad (2.50)$$

$$n' = k_g \left\{ \frac{d_b}{I_b} \left(L' + \frac{a}{2} \right) V_b + \frac{d_c}{I_c} \left(L'' + \frac{b}{2} \right) V_c \right\} \quad (2.51)$$

進一步化簡可得 F_{gm} 為：

$$\begin{aligned} F_{gm} &= \frac{\frac{L_g k_g}{2E} \left\{ \frac{d_b}{I_b} \left(L' + \frac{a}{2} \right) V_b + \frac{d_c}{I_c} \left(L'' + \frac{b}{2} \right) V_c \right\}}{\left\{ 1 + \frac{ak_g}{2E} \left[\frac{d_b}{I_b} \left(\frac{b+d_b}{2} \right) + \frac{d_c}{I_c} \left(\frac{b}{2} + \frac{bd_c}{2a} \right) \right] \right\}} \\ &= \frac{L_g}{a \left\{ \frac{1}{ak_g} + \frac{d_b}{2EI_b} \left(\frac{b+d_b}{2} \right) + \frac{d_c}{2EI_c} \left(\frac{b}{2} + \frac{bd_c}{2a} \right) \right\}} \left\{ \frac{d_b}{2EI_b} \left(L' + \frac{a}{2} \right) V_b + \frac{d_c}{2EI_c} \left(L'' + \frac{b}{2} \right) V_c \right\} \\ &= A' \times \{ C_1 \times V_b + C_2 \times V_c \} \end{aligned} \quad (2.52)$$

其中，

$$A' = \frac{L_g}{a \left\{ \frac{1}{ak_g} + \frac{d_b}{2EI_b} \left(\frac{b+d_b}{2} \right) + \frac{d_c}{2EI_c} \left(\frac{b}{2} + \frac{bd_c}{2a} \right) \right\}} \quad (2.53)$$

$$C_1 = \frac{d_b}{2EI_b} \left(L' + \frac{a}{2} \right) \quad (2.54)$$

$$C_2 = \frac{d_c}{2EI_c} \left(L'' + \frac{b}{2} \right) \quad (2.55)$$

故當上述之尺寸 (a 、 b 、 L_g 、 k_g 、 I_b 、 I_c 、 d_b 、 d_c 、 A_b 、 A_c 、 L' 、 L'' 、 V_b 、 V_c) 已知，即可求得等效支撐軸力 F_{gm} 。

且由圖 2.19 可知等效支撐軸力及其分力之關係為：

$$Q_g = \frac{a}{L_g} F_{gm} \quad (2.56)$$

$$N_g = \frac{b}{L_g} F_{gm} \quad (2.57)$$

2.3.3 接合板之應力分佈及端部最大應力檢核

實際接合板之受力情形應為結合構架開合效應與斜撐軸力下之綜合效應，故本研究提出如圖 2.22 之接合板與梁、柱界面之應力分佈圖。以梁為例，首先由 (2.56)、(2.57) 式求出等效支撐軸力之垂直分力 N_g 及水平分力 Q_g ，利用此分力可得構架開合效應下接合板與梁、柱界面之應力分佈，如圖 2.22(a)、(d) 假設之應力分佈形狀，其中 L_{gb} 為接合板與梁界面長度， L_{gc} 為接合板與柱界面長度， t_g 為接合板之厚度。並由圖 2.23 所示，假設側邊加勁板僅傳遞來自 N_g 之正向應力，並不傳遞來至 Q_g 之剪應力，令 L_s 及 t_s 為側邊加勁板之寬度及厚度，故由圖 2.23，接合板上之正向力是分佈在兩個相同面積三角形應力分佈上，令每一個三角形之合力為 N_1 ，再者令側邊加勁板上之正向力為 N_2 ，而所有正向力之總合應等於 N_g ，配合圖 2.22(a) 及圖 2.23 可寫出下式：

$$\begin{aligned} N_g &= N_1 + N_1 + N_2 \\ &= \frac{\sigma_2}{10} L_{gb} t_g + \frac{\sigma_2}{10} L_{gb} t_g + \frac{\sigma_2 L_s t_s}{2} \\ &= \frac{\sigma_2}{5} L_{gb} t_g + \frac{\sigma_2 L_s t_s}{2} \\ &= \sigma_2 \left(\frac{L_{gb} t_g}{5} + \frac{L_s t_s}{2} \right) \end{aligned} \quad (2.58)$$

由上述結果配合圖 2.22(d) 之剪應力分佈形式，即可求得構架開合效應造成端部之最大正向應力 σ_2 及剪應力 τ_1 為：

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{N_g}{(L_{gb} \times t_g) / 5 + [(L_s \times t_s) / 2]} \\ \tau_1 &= \frac{Q_g}{L_{gb} \times t_g} \times 2 \end{aligned} \quad (2.59)$$

接著再由均佈力法可求得斜撐軸力分配至接合板與梁界面之正向力 N_b 及剪力 Q_b ，配合圖 2.22(b)、(e) 之應力分佈，令接合板及側邊加勁板上承受之總正向力為 N_3 及 N_4 ，即可知 N_3 及 N_4 ，應等於斜撐軸力分配至接合板與梁界面之正向力 N_b ，

配合圖 2.22(a)及圖 2.23 可寫出下式:

$$\begin{aligned}
 N_b &= N_3 + N_4 \\
 &= \sigma_3 L_{gb} t_g + \frac{\sigma_3 L_s t_s}{2} \\
 &= \sigma_3 (L_{gb} t_g + \frac{L_s t_s}{2})
 \end{aligned} \tag{2.60}$$

由上述結果配合圖 2.22(e)之剪應力分佈形式，可求得斜撐軸力分配至接合板與梁界面之平均正向應力 σ_3 及剪應力 τ_2 為:

$$\begin{aligned}
 \sigma_3 &= \frac{N_b}{(L_{gf} \times t_g) + [(L_s \times t_s)/2]} \\
 \tau_2 &= \frac{Q_g}{L_{gf} \times t_g}
 \end{aligned} \tag{2.61}$$

由圖 2.22(c)、(f)再配合(2.59)及(2.61)式可知，結合構架開合效應及斜撐軸力下，接合板端部之最大正向應力及剪應力為:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\max} &= \sigma_2 + \sigma_3 = \frac{N_g}{(L_{gf} \times t_g)/5 + [(L_s \times t_s)/2]} + \frac{N_b}{(L_{gf} \times t_g) + [(L_s \times t_s)/2]} \\
 \tau_{\max} &= \tau_1 + \tau_2 = \frac{Q_g}{L_{gf} \times t_g} \times 2 + \frac{Q_b}{L_{gf} \times t_g}
 \end{aligned} \tag{2.62}$$

故由(2.62)式去即可檢核接合板與梁、柱界面之應力極值，配合 von Mises 降伏準則，可列出其端部應力之降伏控制方程式為:

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\sigma_{\max}^2 + 3\tau_{\max}^2} \leq \sigma_y \tag{2.63}$$

2.4 試驗試體之設計

2.4.1 挫屈束制消能支撐構架之設計

本研究為參考學者 Sabelli 等人(2004)對挫屈束制消能支撐構架所提出的設計手冊，進行三層樓的構架設計，假設構架座落於美國洛杉磯堅硬土壤(Firm Soil)上，在 X 向為四跨，其跨距為 5 m，在 Y 向為四跨，其跨距為 5 m，東西向有兩個一跨的挫屈束制消能支撐構架。圖 2.24 與圖 2.25 為挫屈束制消能支撐構架的平面圖與立面圖，除了一樓樓高為 3.92 m 外，其餘兩層樓高皆為 3.48 m，總高度為 10.88 m。構架分析是取東西向其中一跨跨距 5 m 的挫屈束制消能支撐構架來進行分析研究。

本構架一至二層樓的設計靜載重為 110 psf ($=5.28\text{kN}/\text{m}^2$)，第三層樓的設計靜載重則為 90 psf ($=4.32\text{kN}/\text{m}^2$)，因此可得一至二層樓靜載重量分別為 2112 kN，第三層樓的靜載重量為 1728 kN，總載重 W 為 5952 kN，如表 2.1 所示。本結構物為辦公大樓，屬於第 I 類地震需求，其重要係數 IE 為 1.0，工址等級為 D 等，位於堅硬的土壤區，根據以上的設計需求，可知該區域地震反應譜之短週期(0.2 秒)加速度(SS)為 1.5 g，且週期為 1 秒時之加速度 S_1 為 0.6 g，由(2.64)式可得設計反應譜短週期(SDS)及 1 秒週期(SD1)之加速度分別為 1.0 g 及 0.6 g(ASCE)：

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.64)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1 = \frac{2}{3} S_{M1}$$

其中 F_a 及 F_v 為工址的反應係數分別為 1.0 與 1.5。根據 AISC 2005 對挫屈束制消能支撐抗彎構架的強度折減係數 R 定為 8、超強因子 Ω_0 為 2.5、位移放大係數 C_d 為 5。

計算結構物的基底剪力 V_{base} 則如(2.65)式所示：

$$V_{base} = C_s W \quad (2.65)$$

其中地震反應係數 C_s ：

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_E} = 0.125 \text{ g} \quad (2.66)$$

最大及最小的限制如(2.67)式：

$$(C_s)_{\max} = \frac{S_{D1}}{(R/I_E)T} = 0.1223 \text{ g}$$

$$(C_s)_{\min} = 0.044 S_{DS} I_E = 0.044 \text{ g} \quad (2.67)$$

其中 T 為結構物的週期，可由(2.68)式求得：

$$T_{\max} = C_u T_a = C_u C_t h_n^x = 0.6132 \text{ sec} \quad (2.68)$$

$$T = \min(T_{\max}, T_1) = 0.6132 \text{ sec}$$

其中 $C_u = 1.4$ ， C_t 為 0.03， $x=0.75$ ， h_n 為斜撐構架的總高度， T_1 為結構物第一模態週期 $T_1 = 0.712 \text{ sec}$ ，因此用 $T=0.6132$ 秒及 $C_s=0.1223\text{g}$ 計算結構物基底剪力 V_{base} 為 728 kN，圖 2.24 顯示結構物在水平方向由兩個挫屈束制支撐構架共同承受地震側力，則單一挫屈束制支撐構架所承受的基底彈性設計剪力 V_{des} 為 364 kN。依照樓

層側力分配公式：

$$F_x = C_{vx} V = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (2.69)$$

其中由線性內插所得到的樓層分配係數 $k = 1.0566$ (T 的範圍由 0.5 秒至 2.5 秒時 k 由 1 變化至 2)， h_i 及 h_x 為樓層在 i 或 x 層時的高度， w_i 及 w_x 為樓層在 i 或 x 層時的重量， F_x 分配所得結果如表 2.1 所示。規範 IBC(2003) 中規定設計的合併載重為：

$$\begin{aligned} W_{GRAV} &= 1.2D + 1.6L \\ EQ1 &= 1.2D \pm E + 0.5L = 1.4D \pm \rho Q_E + 0.5L \\ EQ2 &= 0.9D \pm E = 0.7D \pm \rho Q_E \end{aligned} \quad (2.70)$$

其中 $E = \rho Q_E + 0.2S_{DS}D$ 為地震力對水平及垂直方向的合併影響， Q_E 為地震力水平方向的影響， D 為靜載重， L 為活載重，由(2.71)式可得系統贅餘力的可靠係數 ρ 為：

$$\rho_y = 2 - \frac{20}{r_{max} \sqrt{A_x}} = 1.39 \quad (2.71)$$

其中 r_{max} 為結構物中單一構件在設計剪力下承受之最大剪力與結構物總基底剪力的比值(=0.5)， A_x 為結構物的樓地板面積(=400 m²)，計算結果 ρ_y 等於 1.39，滿足 IBC(2003) 中規定系統贅餘力的可靠係數需介於 1~1.5 之規定，因此決定系統贅餘力的可靠係數為 1.39。

在梁、柱斷面的初步挑選中，首先根據 FEMA 350(2000) 結構物考慮靜載重、活載重及設計側力等載重效應，在由(2.70)式求得合併載重下梁端之最大彎矩需求 M_{dem} (最大的合併載重為 EQ1)，並配合(2.72)式中強柱弱梁的設計準則，挑選梁柱尺寸如圖 2.25 所示：

$$\begin{aligned} \frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} &> 1.0 \\ \sum M_{pc}^* &= \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \\ \sum M_{pb}^* &= \sum (1.1R_y M_p + M_v) \\ M_v &= V_p S_h \end{aligned} \quad (2.72)$$

其中 M_{pc} 為柱彎矩強度， M_{pb} 為梁彎矩強度， P_{uc} 為柱所承受之最大軸向載重， A_g 為柱的斷面積， F_{yc} 為柱斷面的降伏強度， Z_c 為柱的塑性彎矩模數， R_y 為材料超強因子， V_p 為塑鉸位置的剪力， S_h 為從柱中心線至塑鉸的距離。

有了初步之梁柱尺寸後，即可依學者 Sabelli 等人(2004)所建議之設計步驟，進行挫屈束制支撐構架設：

1. 首先為各樓層挫屈束制支撐之挑選，此時將考慮系統贅餘力可靠係數 ρ 之樓層側力代入結構分析軟體 PISA3D 進行側推分析(最大基底剪力為 1100 kN)，檢核挫屈束制消能支撐的需求與容量比值(DCR)。計算結果由表 2.2 中顯示各樓層的需求與容量比值皆未超過規範所規定之 1.0，其中 P 為經由結構分析軟體 PISA3D 所得之斜撐軸力， P_{ny} 為標稱降伏強度，其值等於為消能支撐核心單元斷面積 A_y ，乘上消能支撐核心單元標稱降伏應力 F_{ny} ，折減係數 ϕ 為 0.9， ω 為抗拉強度調整係數(最大抗拉強度與標稱降伏強度之比值)， β 為抗壓強度調整係數(最大抗壓強度與最大抗拉強度之比值)， T_{max} 及 C_{max} 則為理論預測挫屈束制支撐之極限軸拉力與極限軸壓力，且其計算如(2.73)式。圖 2.25 中可知每一樓層的挫屈束制消能支撐在核心單元消能段的斷面積。

$$\begin{aligned}
 P_{ny} &= A_y F_{ny} \\
 \omega &= \frac{\omega F_{ny} A_y}{F_{ny} A_y} = \frac{T_{max}}{F_{ny} A_y} = \Omega \cdot \Omega_h \\
 \beta &= \frac{\beta \omega F_{ny} A_y}{\omega F_{ny} A_y} = \frac{C_{max}}{T_{max}}
 \end{aligned} \tag{2.73}$$

其中，根據 AISC(2005)設計規範， Ω 為材料超強因子，核心單元材質若為 A36 鋼材，則建議取 $\Omega = 1.5$ ，核心單元材質若為 A572 Gr.50 鋼材，則建議取 $\Omega = 1.1$ ，如果在製作試體前先作拉力試片測試以確定其材料之降伏強度後再進行設計與製造，則可設定為 $\Omega = 1.0$ 。 Ω_h 為材料應變硬化因子，核心單元材質若為 A36 鋼材，則建議取 $\Omega_h = 1.5$ ，核心單元材質若為 A572 Gr.50 鋼材，則建議取 $\Omega_h = 1.3$ (蔡克銓等人 2006)，本研究所使用的核心單元材質為 A572 Gr.50 鋼材， β 值(=1.15)則根據 Chou and Chen (2010)挫屈束制消能支撐的研究成果。

2. 為了求得各樓層中，挫屈束制支撐在極限狀態下之軸向變形與軸向應變，此時將不考慮系統贅餘力可靠係數 ρ 之樓層側力(最大基底剪力為 364 kN)代入結構分析軟體 PISA3D 進行側推分析，且將挫屈束制支撐構件之軸向變形(Δ_{bx})乘上位移放大係數 C_d ，得到挫屈束制消能支撐構件之設計軸向變形(Δ_{bm})，再將其乘以 2 倍，以求得對應 $2.0\Delta_{bm}$ 下之，消能支撐構件的設計最大應變(ϵ_{BRB})，如

表 2.4 所示，其中 P_{bx} 為經由結構分析軟體 PISA3D 進行彈性側推分析(最大基底剪力為 364 kN)所得之斜撐軸力， A_y 為消能支撐核心單元斷面積， $L_{y_{sc}}$ 為消能支撐核心單元消能段長度。 Δ_{bx} 、 Δ_{bm} 、 ε_{BRB} 如(2.74)式：

$$\begin{aligned}\Delta_{bx} &= \frac{P_{bx}L_{y_{sc}}}{E_s A_y} \\ \Delta_{bm} &= C_d \Delta_{bx} \\ \varepsilon_{BRB} &= \frac{2.0\Delta_{bm}}{L_{y_{sc}}}\end{aligned}\quad (2.74)$$

3. 為了檢核層間側位移角是否滿足規範需求，所以將設計挑選的梁柱尺寸利用結構分析軟體 PISA3D 進行彈性分析，此時模型中之樓層側力不考慮系統贅餘力可靠係數 ρ 之影響，計算結果由表 2.3 可知，層間側位移角 θ_M 皆未大於規範所規定的 $\theta_a = 0.02$ 弧度。其中 Δ_{xe} 、 Δ_M 、 θ_{xe} 、 θ_M 與 θ_a 之計算如(2.75)式：

$$\begin{aligned}\Delta_M &= C_d \Delta_{xe} \\ \theta_{xe} &= \Delta_{xe} \div h_{sx} \\ \theta_M &= \Delta_M \div h_{sx} \\ \theta_a &= \Delta_a \div h_{sx}\end{aligned}\quad (2.75)$$

其中位移放大係數 $C_d = 5$ ， Δ_{xe} 模型側推分析後之彈性層間側位移， Δ_M 為設計層間側位移， θ_{xe} 為彈性層間側位移角， θ_M 為層間側位移角， θ_a 為容許層間側位移角。

4. 待梁、柱、挫屈束制支撐皆有了之後，接著將考慮系統贅餘力可靠係數 ρ 之樓層側力代入結構分析軟體 PISA3D 進行側推分析(最大基底剪力為 505 kN)，檢核梁、柱在彈性階段受地震力的影響下，首先為檢核梁翼板與梁腹板是否滿足耐震結實斷面的需求：

翼板：

$$\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{E/F_y} \quad (2.76)$$

腹板：

$$\begin{aligned}\text{當 } \frac{P_u}{\phi A_g F_y} \leq 0.125 \text{ 時, } \lambda_{ps} &= 3.76 \sqrt{E/F_y} \left(1 - 275 \frac{P_u}{\phi A_g F_y}\right) \\ \text{當 } \frac{P_u}{\phi A_g F_y} > 0.125 \text{ 時, } \lambda_{ps} &= 1.12 \sqrt{E/F_y} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi A_g F_y}\right) \geq 1.49 \sqrt{E/F_y}\end{aligned}\quad (2.77)$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{ps}$$

其中， b_f 、 t_f 為翼板之寬度與厚度， h 、 t_w 為腹板之深度及厚度， P_u 為全斷面承受之軸壓力， A_g 為全斷面積， λ_{ps} 為耐震結實之寬厚比，表 2.5 中所列及為其設計需求值。除了耐震結實斷面的檢核外，亦需依(2.78)式檢核軸力與彎矩的互制效應滿足規範(AISC-LRFD 2005)所規定不超過 1.0 的限制，計算式如下：

當 $\frac{P}{\phi_c P_u} \geq 0.2$ 時，

$$\frac{P}{\phi_c P_u} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

當 $\frac{P}{\phi_c P_u} \leq 0.2$ 時，

$$\frac{P}{2\phi_c P_u} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

(2.78)

5. 除了上述之彈性分析檢核梁、柱，學者 Sabelli 等人(2004)並提供了另一套方法來檢核，首先為梁之極限設計，由圖 2.26 之自由體圖，假設各樓層之消能支撐皆達極限軸拉力 $(T_{max})_i$ ，且柱剪力為零，如此依以下算式可求得梁在此情形下所承受之軸壓力：

$$F_i = (T_{max})_i \sin \phi_i - (T_{max})_{i+1} \sin \phi_{i+1} \quad (2.79)$$

$$P_{ui} = (T_{max})_{i+1} \sin \phi_{i+1} + F_i / 2 \quad (2.80)$$

其中 F_i 為消能支撐發生極限軸拉力下之樓層側力， P_{ui} 為第 i 層樓之梁軸力。再以此新得到之軸壓力依(2.76)、(2.77)式重新檢核一次梁之翼板與腹板斷面之寬厚比是否達耐震結實之層級，且此時彎矩只取靜載重及活載重之影響，故重新依(2.78)式檢核梁在此條件之軸力彎矩互制是否滿足規範不超過 1.0 的限制。再來為柱之極限設計，由圖 2.27 之自由體圖假設各樓層之消能支撐皆達極限軸拉力 $(T_{max})_i$ ，且各樓層之梁皆產生塑鉸使得梁上有即極限之梁剪力 $(V_{pa})_i$ ，將消能支撐軸拉力與極限之梁剪力相加，即成了該樓層柱之極限軸力，且因低樓層承載著高樓層而傳來之柱軸力，造成一樓所承受的柱軸力為最大 $(\sum Pe)$ ，故必需依(2.76)、(2.77)式重新檢核一次柱之翼板與腹板斷面之寬厚比是否達耐震結實之層級，且此時不考慮彎矩之影響，即以彎矩等於零代入(2.78)式檢核柱在此

條件之軸力需求是否滿足規範不超過 1.0 的限制。表 2.5 所示即為梁、柱在彈性、極限設計下之軸力彎矩互制比，由表可知梁、柱皆滿足規範要求不超過 1.0 之限制，然而表 2.5 中梁、柱之彈性設計下之比值皆比極限設計下要來得大，其原因首先由(2.79)式可知，當消能支撐發揮極限軸拉力時，此時樓層側力即為兩樓間消能支撐軸拉力之水平分力的差值，若兩樓間消能支撐軸力相當，則差值極小，使得此時樓層側力亦極小，而由(2.80)式而得之梁軸力 P_{ui} 亦變小，因此表 2.5 中梁之彈性設計下之比值皆比極限設計下要來得大，而柱於極限設計時忽略彎矩之影響，因此表 2.5 中柱之極限設計下之比值比彈性設計下要來得小。

圖 2.28 為本研究所設計之三層樓挫屈束制消能支撐構架，設計地震力為 363.25 kN，利用結構分析軟體 PISA 3D 進行側推分析至層間側位移角 0.03 弧度。圖 2.28 中 A 點為層間側位移角 0.005 弧度時所產生的初始降伏點，此時一樓與二樓的挫屈束制消能支撐同時降伏，當層間側位移角為 0.0062 弧度時(B 點)，二樓的梁降伏，當層間側位移角為 0.013 弧度時(C 點)，所有挫屈束制消能支撐及梁皆已降伏，當達 D 點(0.018 弧度)，柱底產生降伏。圖 2.29 結構物在側推分析後之塑鉸分佈為結構物在側推分析後的塑鉸分佈圖，圖中顯示在層間側位移角為 0.03 弧度時，塑性變形都集中在挫屈束制消能支撐上，及梁皆發生塑鉸，而柱除了柱底外，皆無塑鉸產生。圖 2.30 為結構物在側推分析後每層樓挫屈束制消能支撐的軸力大小，在層間側位移角為 0.02 弧度時，所有挫屈束制消能支撐軸力皆已超過表 2.2 挫屈束制消能支撐的需求與強度中所預估的降伏強度。

本研究挑選上述三樓消能支撐構架之一樓進行構架反覆載重試驗，分別為梁 H450×200×10×16 及柱 H356×256×15×22 及 BRB 核心 112×14，並另由 PISA 3D 對此一樓構架進行側推分析，與三層樓構架之側推分析作比較(圖 2.28)，圖中 V_{des} 代表設計基底剪力($V_{des}=364$ kN)， $V_{y,1}$ 即 $V_{y,3}$ 為一層樓及三層樓構架之理想降伏點($V_{y,1}=1200$ kN， $V_{y,3}=990$ kN)， Ω_0 為超強因子($=V_{y,3}/V_{des}$)，由 ASCE-7 所建議之 Ω_0 值為 2.5，而由三層樓構架模型側推分析後之結果 Ω_0 值為 2.70，與規範建議值相近，並由圖可進一步發現，一層樓構架之基底剪力在降伏後有明顯高於三層樓構架之趨勢，故為穩合本試驗需求，本試驗往後皆採用一層樓構架模型去作接合板之設計，要注意的是，實際三層樓之接合板設計還是以三層樓構架模型為主。

2.4.2 可更換核心板之挫屈束制消能支撐設計

挫屈束制消能支撐在型式或製造方式上有分為許多種，但不管外型上是否有差異，其基本原理是相同的，在組成上概括可由三部份組成，分別是核心單元、圍束單元與滑動單元。本研究之挫屈束制支撐為參照可更換核心板之挫屈束制支撐（周中哲及陳昇陽 2008,2010）之內容作設計，如表 2.6 (a)為三組挫屈束制支撐試體之尺寸及重量，即圖 2.31、圖 2.32、圖 2.33 所示。消能支撐之設計首先為計算消能支撐核心斷面之標稱降伏強度 P_{ny} ，以及其設計極限壓力強度 $P_{max,d}$ 為：

$$P_{ny} = A_y F_{ny} \quad (2.81)$$

$$P_{max,d} = \beta \cdot \Omega \cdot \Omega_h \cdot P_{ny} \quad (2.82)$$

其中 F_{ny} 為核心單元之標稱降伏應力， A_y 為核心單元消能段斷面積， $\beta=1.15 < 1.3$ （周中哲及陳昇陽 2008,2010）、 $\Omega=1.1$ (for Gr.50) 與 $\Omega_h=1.3$ (for Gr.50)。

當設計極限壓力強度 $P_{max,d}$ 已知，即可依下式檢核消能支撐桿件之整體挫屈強度 $P_{max,g}$ 是否滿足需求之 $P_{max,d}$ ：

$$P_{max,g} = \frac{M_p^g}{i + g + e + \frac{M_p^g}{P_e}} \quad (2.83)$$

其中 i 為消能支撐之初始變形， g 為核心單元與面板淨間距， e 為消能支撐兩端接合段與接合板組裝時產生之相對變形， P_e 為圍束單元之尤拉挫屈強度， M_p^g 為兩組圍束單元合成一體後之整體斷面塑性彎矩強度，其可依下式計算：

$$M_p^g = Z_{gf} F_{nyf} + Z_{gc} F_{nyc} \quad (2.84)$$

其中 Z_{gf} 為圍束單元二組面板之塑性斷面模數， F_{nyf} 為面板之標稱降伏應力， Z_{gc} 為二組長槽形鋼構件之塑性斷面模數， F_{nyc} 為長槽形鋼構件之標稱降伏應力。而為了求得螺栓強度，首先以下式求出高模態挫屈波長 L_w 為：

$$L_w = \sqrt{\frac{4\pi^2 E_t I_c}{P_{ny}}} \quad (2.85)$$

其中 E_t 為切線彈性模數(=0.02E)， I_c 為核心斷面弱軸之慣性矩。當 L_w 已知即可求得高模態挫屈下核心單元與圍束單元間的預側力 f 為：

$$f = P_{max,d} \frac{g}{L_w / 4} \quad (2.86)$$

其中 $P_{max,l}$ 為局部挫屈強度，可依下式計算，其值亦需滿足需求之 $P_{max,d}$ ：

$$P_{max,l} = \frac{M_p^l L_w}{gL_b} \quad (2.87)$$

其中 M_p^l 為由一組圍束單元所提供之局部塑性彎矩。

而表 2.6 (b)所列則為此三組挫屈束制支撐試體之設計值，表中 N_b 為螺栓數目、CD 為螺栓拉力強度需求比。

2.4.3 接合板試體設計

傳統對於接合板之設計，皆未考慮構架開合效應會對接合板端部造成應力集中，進而使接合板端部開裂破壞，此種脆性破壞行為是在耐震韌性設計中最不樂見的，因此，在設計接合板尺寸時，除了要檢核接合板之挫屈強度外，亦需考慮構架開合效應對接合板的影響，以控制接合板端部應力的大小，如下為本試驗之接合板設計步驟：

1. 依(2.82)式求得 BRB 之極限壓力 $P_{max,d}$ ，並假設接合板尺寸，代入(2.2)式計算接合板挫屈強度，此時要乘上折減係數 $\phi=0.85$ ，並檢核挫屈強度是否高於 BRB 之極限應力，不滿足則重挑接合板尺寸，其中，若無側邊加勁板時，有效長度因子 K 建議取 2.0；反之，若有側邊加勁板，則 K 取 0.65。
2. 由側推分析模型中讀取理想降伏點下之梁剪力 V_b 及柱剪力 V_c ，並代入(2.52)式求出等效支撐軸力 F_{gm} ，再依(2.56)、(2.57)式即可求得等效支撐之水平分力 Q_g 及垂直分力 N_g 。
3. 由側推分析模型中讀取 V_y 層級下之消能支撐軸力 P_{BRB} (圖 2.28)，並依(2.36)式求得斜撐軸力對接合板與梁界面所造成之正向力 N_b 及剪力 Q_b 。
4. 假設接合板及側邊加勁板之尺寸，再綜合步驟 3 及步驟 4 所求出之 N_g 、 Q_g 、 N_b 、 Q_b ，代入(2.62)式即可求得結合構架開合效應及斜撐軸力下，接合板與梁界面端部之最大正向應力 σ_{max} 及最大剪應力 τ_{max} 。
5. 最後將步驟 4 所求出之 σ_{max} 及 τ_{max} 代入(2.63)式，檢核 von Mises 應力是否低於降伏應力，若不滿足，則重複步驟 4 之動作直至端部 von Mises 應力低於降伏應力為止。
6. 由步驟 1 及步驟 5 中所得之接合板尺寸，取較大者，即完成接合板之設計。

本研究共規劃五組接合板試體，試驗構架之平面與立面如圖 2.34 及圖 2.35 試驗構架立面圖所示，其中梁、柱之尺寸採用 2.4.1 節挫屈束制消能支撐構架設計中一樓之梁柱尺寸，其分別為 H450×200×10×16 及 H356×256×15×22，挫屈束制消能支撐核心面積為 112×14。試體一及二利用單接合板將消能支撐與構架接合，接合方式採用八片連接板及螺栓接合。試體三至五採用雙接合板將消能支撐與構架接合，另表 2.7、表 2.8 為各組接合板試體之設計挫屈強度、與接合板端部 von Mises 應力檢核。

(一) 接合板試體一:

圖 2.35 為試體一消能支撐構架立面圖，圖中細節 A、B 如圖 2.36 所示，為上、下接合板之接合細節，且圖 2.37 為試體一接合板細節，如圖可知為厚度 14 mm 之單接合板，圖 2.38 為側邊加勁板圖，且與圖 2.31 之 BRB 試體作接合，此種配合螺栓與搭接板之接合方式亦為目前被廣泛應用之接合方式。本試驗採用 8 顆 A490 25mm 之螺栓，其摩阻型螺栓強度為 1476 kN，且接合板挫屈強度為 1048 kN，均大於設計所需之 $P_{max,d}$ (=890 kN)，而取側推力達側位移角 $\alpha=0.01$ rad 時之梁、柱剪力，配合 2.4.3 節所述設計步驟而得接合板端部之 von Mises 應力為 375 MPa，滿足小於降伏應力 385 MPa 之需求。

(二) 接合板試體二:

試體二接合板試體尺寸大小與接合方式於試體一相同(圖 2.39)，唯此組接合板試體不含側邊加勁板，且本試體接合板挫屈強度之設計為依照(2.2)式，AISC-LRFD (2002) 中所規定之挫屈強度設計而得，代入 K 值為 1.20 得接合板挫屈強度為 900 kN，大於 $P_{max,d}$ (=890 kN)；但若取本研究建議之 K=2.0，則接合板挫屈強度為 614 kN，無法滿足設計所需，故此試體亦可用來檢核規範所定之 K 值是否恰當。另外若取側推力達側位移角 $\alpha=0.01$ rad 時之梁、柱剪力，配合 2.4.3 節所述設計步驟而得接合板端部之 von Mises 應力為 430 MPa，未滿足小於降伏應力 385 MPa 之需求，故此組接合板試體亦可用以觀察接合板端部是否會因為少了側邊加勁板，而有應力集中、開裂等現象。

(三) 接合板試體三:

圖 2.40 為試體三試驗構架立面圖，圖中細節 A、B 如圖 2.41 所示，為上、下接合板之接合細節，且圖 2.42 為試體三接合板細節，其為兩片厚度 8 mm 之雙接合板，圖 2.43 為試體三側邊加勁板細節，且與圖 2.32 之 BRB 試體作接合，圖 2.44 為此組接合板為與消能支撐核心焊接而開槽之尺寸。本試驗採用 7 顆 A490 25mm 之螺栓，其摩阻型螺栓強度為 1291 kN，而另外於圖 2.44 開槽處做水平填角焊接補強，焊長為 135 mm，焊喉為 6.5 mm，而此焊道補強強度為 542 kN，而依據 AWS(2002)，當螺栓與焊接同時使用時，螺栓強度應打五折，故接合處總強度為 $0.5 \times 1291 + 542 = 1188$ kN，且接合板挫屈強度採 $K=0.65$ 代入(2.82)式，其值為 1644 kN，均大於設計所需之 $P_{max,d}(=890$ kN)，而取側推力達側位移角 $\alpha=0.01$ rad 時之梁、柱剪力，配合 2.4.3 節所述設計步驟而得接合板端部之 von Mises 應力為 352 MPa，滿足小於降伏應力 448 MPa 之需求。

(四) 接合板試體四:

試體四接合板試體尺寸大小與接合方式於試體三相同(圖 2.45)，唯此組接合板試體不含側邊加勁板，其接合板挫屈強度採 $K=2.0$ 代入(2.82)式為，其值為 1544 kN，滿足設計所需之 $P_{max,d}(=890$ kN)。另外若取側推力達側位移角 $\alpha=0.01$ rad 時之梁、柱剪力，配合 2.4.3 節所述設計步驟而得接合板端部之 von Mises 應力為 402 MPa，亦滿足小於降伏應力 448 MPa 之需求，由於此組接合板於端部未含加勁板，故可與試體三接合板試體作比較，研究側邊加勁板對端部應力的貢獻為何。

(五) 接合板試體五:

圖 2.46 為試體五試驗構架立面圖，圖中細節 A、B 如圖 2.47 所示，為上、下接合板之接合細節，且圖 2.48 為試體五接合板細節，其為兩片厚度 8 mm 之雙接合板，且與圖 2.33 之 BRB 試體作接合。此組接合板試體不同的是，其為純焊接型式之接合板，此組接合方式為將消能支撐轉 90 度，再將核心端部焊接於雙接合板上，如圖 2.47 將核心端部與接合板連接長度作填角焊接，焊長為 376 mm，焊喉為 8 mm，共焊四道，故此組接合板之焊接接合強度為 1856 kN，大於設計所需之 $P_{max,d}(=890$ kN)，且此組接合板之接合方式加大了雙接合板間的間距，提高雙接合板之慣性矩，同時增加了雙接合板之面外穩定性，且圖 2.47 中(細節 A)，其 L_1 、 L_2 、 L_3 分別為 -180 mm、130 mm、52 mm，故其平均值 L_c 約等於零，理論上應不可能發生挫屈行為。而取側推力達側位移角 $\alpha=0.01$ rad 時之梁、柱剪力，配合 2.4.3

節所述設計步驟而得接合板端部之 von Mises 應力為 402 MPa，滿足小於降伏應力 448 MPa 之需求。

2.5 材料性質

本實驗總共有一組梁柱試體、三組 BRB 試體及五組接合板試體，主要材料分為鋼柱、鋼梁、核心單元、圍束單元之面板、長槽型鋼構件及接合板，其中鋼柱、鋼梁、核心單元、圍束單元之面板及接合板採用 A572 Gr.50 之鋼材，而圍束單元之長槽型鋼構件採用 A36 之鋼材，並分別製作拉力試片測試其強度，以了解各材料性質之強度，提高未來各項分析研究及有限元素程式之準確性，表 2.9 為各試體材料之拉力試驗結果，而填充於圍束單元(面板與長槽型鋼構件焊接)內部的無收縮水泥砂漿，亦製造三個立方塊(5cm×5cm×5cm)，分別測試七天、二十一天及二十八天之抗壓強度，表 2.10 為無收縮水泥砂漿之壓力試驗結果。

2.6 試體試驗構架裝置與載重歷時

本試驗於國家地震工程研究中心結構實驗室進行，試驗構架如圖 2.35 所示，其中以千斤頂推時為正方向，千斤頂拉時為負方向，而值得注意的是受限於試驗場地的配置，因此原先設計樓層高為 3920 mm 變為 3960 mm。試驗所採用的施力設備與資料擷取系統其敘述如下。

2.6.1 油壓制動器

本研究在進行雙接合板耐震試驗時，所提供的水平側向力是由兩支 MTS 油壓制動器提供，其輸出力量各為 1000 kN，最大輸出力量為 2000 kN，衝程限制為± 600 mm，在試驗中所採用之加載速率為 0.25 mm/sec，同時將油壓制動器的資料輸出連接至資料擷取系統，由擷取系統接收油壓制動器上輸出之力量及位移。

2.6.2 資料擷取系統

本研究所有試驗量測數據均藉由資料擷取系統收集，本試驗所採取之資料擷取系統為 InstruNet 100 資料擷取盒，系統共有 64 個頻道可供資料收集，同時配合 InstruNet World 軟體之操作，可適用於多種不同型式之量測儀器，而有關於量測儀器上之設定方式，皆依據 InstruNet World 軟體操作手冊。

2.6.3 水平側向位移與消能支撐軸向位移之關係

試驗構架中的層間側位移角為 α ，而可更換核心板之挫屈束制消能支撐及雙接合板與反力地板間之角度為 θ ，如圖 2.49 所示，而從圖 2.35 中可找出樓層高 h ($=3960$ mm) 與跨距 L 為 5000 mm 與軸向長度 L_b 為 6378 mm，因此有一相對關係：

$$\begin{aligned} L_b^2 &= h^2 + L^2 \\ (L_b + \delta)^2 &= h^2 + (L + d)^2 \end{aligned} \quad (2.88)$$

其中 δ 為軸向變形量， d 為層間側位移量，將(2.88)式展開，忽略 δ^2 及 d^2 可得軸向變形量 δ 為：

$$\delta = \frac{Ld}{L_b} = d \cos \theta = \alpha h \cos \theta \quad (2.89)$$

故軸向應變 ε 為：

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L_b} = \frac{\alpha h \cos \theta}{L_b} = \frac{\alpha}{2} \frac{\sin 2\theta}{\sin \theta} \quad (2.90)$$

當消能支撐進入降伏消能階段時，大量的塑性變形會集中在核心單元消能段，故其應變 ε_c 為：

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon}{L_y / L_b} = \frac{\frac{\alpha}{2} \sin 2\theta}{L_y / L_b} = \frac{L_b \alpha}{2L_y} \sin 2\theta \quad (2.91)$$

其中 L_y 為核心單元消能段長度。消能支撐試體一之 L_y 為 3832 mm，試體二及三之 L_y 皆為 4400 mm。

2.6.4 試驗載重歷時

各試體加載歷時是參考美國 AISC 所建議之加載歷時(AISC 2005)來對試體進行加載，載重歷時圖如圖 2.50 試體試驗加載歷時所示，由圖可知千斤頂為先推後拉，且加載歷時中 Δ_{by} 為消能支撐構件發生初始降伏所對應之層間側位移角， Δ_{bm} 為設計消能支撐構件軸向變形所對應之設計層間位移角， Δ_{bm} 不得小於 0.01 弧度 (AISC 2005)，本試驗 Δ_{bm} 設定為 0.01 弧度(斜撐核心應變為 0.81%):

$$\varepsilon_c = \frac{L_b \alpha}{2L_y} \sin 2\theta = \frac{6378 \times 0.01}{2 \times 3832} \sin 76.76^\circ = 0.0081 = 0.81\%$$

2.6.5 試驗量測規劃

本試驗所使用的量測儀器分為：(1)單軸應變計(以 S 為標示)及三軸應變計(以 R 為標示)，主要用來量測梁柱降伏處之應變及接合板與梁、柱界面之應變分佈，如圖 2.51 所示。(2)位移計(以 M 為標示)，主要用來量測挫屈束制支撐之軸向變形及觀察構架是否有滑動現象與梁柱交會區是否有降伏現象，如圖 2.52 所示。(3)拉線式位移計(以 A、B、C)，其中 A、B、C 代表下端接合板、挫屈束制支撐中點、及上端梁柱角落之面外變形，如圖 2.52 所示。

2.6.6 驗試體構架之彈性勁度

在消能支撐構架中，可將消能支撐與構架間彼此間之側向勁度疊加，而得整體消能支撐構架之勁度，圖 2.53 即為此勁度疊加之關係圖，圖中 Δ_{yb} 、 Δ_{yf} 為消能支撐及構架降伏時之樓層側位移， V_{yb} 、 V_{yf} 為消能支撐及構架降伏時之側力， V_y 為當消能支撐降伏時整體消能支撐構架之側力， V_p 為當消能支撐及構架皆降伏時之側力， K_{Total} 、 K_{BRB} 、 K_{Frame} 為整體構架、消能支撐及構架之彈性側向勁度，且若定義梁、柱之剛度為 EI_b 、 EI_c ，梁、柱之長度為 L_b 、 L_c ，消能支撐桿件長度 $L = \sqrt{L_b^2 + L_c^2}$ 、核心面積 A、消能支撐與梁夾角 θ ，如此可依結構學理論推導出 K_{Total} 、 K_{BRB} 、 K_{Frame} 為：

$$K_f = \left[\frac{3 \frac{EI_c}{L_c} \left(-4 \frac{EI_c}{L_c} + 24 \frac{EI_b}{L_b} \right)}{L_c^2 \left(2 \frac{EI_c}{L_c} + 3 \frac{EI_b}{L_b} \right)} \right] \quad (2.92)$$

$$K_{BRB} = \frac{AE}{L} \cos \theta \quad (2.93)$$

$$K_{Total} = K_f + K_{BRB} \quad (2.94)$$

由於本試驗之梁為 H450×200×10×16，柱為 H356×256×15×22，消能支撐核心面積為 112×14，故可依上式求得構架彈性側向勁度 K_{Frame} 為 12.1 kN/mm、消能支撐之彈性側向勁度 K_{BRB} 為 39.2 kN/mm，整體消能支撐構架之彈性側向勁度 K_{Total} 為 51.3 kN/mm。

第三章 試驗試體與結果分析

3.1 前言

本研究共製作五組可更換核心板之挫屈束制消能支撐接合板試體，試體包含三支可更換核心板之挫屈束制消能支撐、一組鋼梁、鋼柱、兩組單接合板及三組雙接合板，目的在探討可更換核心板挫屈束制消能支撐之雙接合板挫屈強度，並提出準確的預測公式。3.2 節介紹試體製作、組裝程序與試驗方式，3.3 節至 3.8 節為空構架試體及五組消能支撐構架試體之試驗現象與結果。3.9 節為試驗結果比較。

3.2 試體製作、組裝與試驗方式

本研究試驗試體之平面與立面如圖 2.34 及圖 2.35 所示，試體製作分為兩階段，第一階段由德智工程有限公司承包，製作挫屈束制消能支撐、梁、柱及接合板試體，第二階段由鴻舜鋼鐵廠重新製作挫屈束制消能支撐之核心板(BRB 試體二、三)。試體部分是由一支挫屈束制消能支撐所組成之斜撐構架，挫屈束制消能支撐中，核心單元為一裁切之鋼板，而圍束單元為兩組獨立的圍束構件利用墊板及螺栓栓接組合而成(照片 3.1 與 3.2)。

由於試體傳力方式是由千斤頂直接連接至右端梁柱接頭，所以在考量右端承受巨大軸力下，予以右端梁柱接頭作加勁補強(照片 3.3)，照片 3.4 所示為鋼梁與鋼柱間全滲透焊之 45 度開槽，照片 3.5 所示為將挫屈束制消能支撐與接合板定位完成後，再將接合板與鋼梁、柱填角焊接，待試體組立焊接完成後，再將千斤頂與試體構架間以夾具作連接(照片 3.6)，最後在欲觀測降伏挫屈區域塗抹白色石膏漆(照片 3.7 (a))，即完成試體的組裝，所有試體均於國家地震工程研究中心結構實驗室進行試驗。

在所有試驗裝置準備就緒後，即可依 2.6.4 節提出之加載歷時(圖 2.50)進行試驗，由圖 2.35 中定義千斤頂推時為正方向，千斤頂拉時為負方向，並且在每次正式試驗前，先施以彈性測試，即千斤頂推至位移角 $\alpha=\pm 0.0009$ 及 ± 0.0018 弧度各 2 圈，以確保各裝置之功能正常運作，為了避免油壓制動器出現暴衝的現象，在試驗時每個階段皆設定一力量及位移之限制，一旦油壓制動器超過設定之範圍即會瞬間停止動作，如此即可確保試驗安全、正確的進行，以避免試體因油壓制動器

操作不當或故障而破壞。

3.3 空構架試驗現象與結果

圖 3.1 (a)為空構架試驗千斤頂軸力與層間側位移角關係圖，如圖可知構架梁柱大約在側位移角 $\alpha = \pm 0.01$ 弧度時降伏，側位移角計算方式為千斤頂位移，除上樓層高度(=3960 mm)而得，且由(2.92)式可求得空構架理論之彈性側向勁度為 12.1 kN/mm，若由圖 3.1 (a)取彈性段作線性迴歸，可求得空構架試驗之彈性側向勁度為 13.3 kN/mm，故可知理論與試驗在彈性側向勁度預測上之誤差約為 9%。且往後五組試驗之柱剪力皆以此次空構架試驗所得之柱剪力為基準，並假設消能支撐構架為並聯之系統(圖 2.53)，即消能支撐構架之總側力等於消能支撐之側力加上空構架之柱剪力，故已知空構架試驗之柱剪力，即可以扣除之方式求得往後五組試驗消能支撐之側力及軸力。

3.4 試體一試驗結果與結果分析

3.4.1 試體現象

照片 3.7 (a)為試體一試驗前之全景，圖 3.1 (b)為試體一第一次試驗時之千斤頂軸力與層間側位移角關係圖，由圖可發現，本試驗在 $\alpha = 0.0036$ 弧度千斤頂力量(此時消能支撐軸拉力為 780 kN)有往下掉之現象，此乃因為斜撐與接合板於連接構材滑動造成(照片 3.7 (b))，而原來螺栓之設計強度採 AISC-LRFD(2005)摩阻型螺栓之設計式如下：

$$\phi R_{str} = \phi 1.13 \mu T_b N_b N_s \quad (3.1)$$

其中， ϕ 為強度折減係數， R_{str} 為螺栓強度， μ 為鋼板接合面之滑動係數， T_b 為螺栓最小預張力， N_b 為接頭之總螺栓數， N_s 為鋼板摩擦面數，其中以 $\phi = 0.85$ 、 $\mu = 0.33$ 、 $T_b = 291$ kN、 $N_b = 8$ 、 $N_s = 2$ 代入可計算出之螺栓強度 $\phi R_{str} = 1476$ kN，已大於由(2.82)式所求得消能支撐之最大軸壓力 890 kN，但在試驗過中仍然滑動，故另於接合板與消能支撐之連接構材邊緣補上填角焊道，焊道之設計強度採 AISC-LRFD(2005)如下：

$$\phi R_w = \phi (0.6 F_{Exx}) (0.707 a L) n \quad (3.2)$$

其中， ϕ 為強度折減係數， R_w 為焊接強度， F_{Exx} 為焊材強度， a 為焊喉尺寸， L 為焊接長度， n 為焊道數目，若代入 $\phi=0.75$ 、 $F_{Exx}=0.485$ GPa，且由於填角焊接為沿八片連接構材寬 $L=80$ mm處焊接(照片 3.7 (c))，及焊喉 a 為 10 mm，故可求得填角焊道強度 ϕR_w 為 $\phi R_w=0.75 \times (0.6 \times 0.485) \times 4525=988$ kN，此補強之焊道強度已大於消能支撐之最大軸壓力 890 kN。接下來以此焊道及螺栓之強度，進行試體一之第二次試驗，圖 3.1 (c) 為試體一第二次試驗時之千斤頂軸力與層間側位移角關係圖，且當達到每個新階段的位移角下之最大位移時都將實驗暫停以進行觀察與紀錄，觀察重點在於消能支撐、接合板、鋼梁、鋼柱之降伏挫屈情況，若定義在各層間側位移角下，千斤頂推力及拉力最大值分別為 P_{max} 及 P_{min} ，有關試驗過程中試體的行為描述如下：

- (1) 層間側位移角 $\alpha=\pm 0.0009$ 弧度($P_{max}=184$ kN, $P_{min}=-205$ kN)到 $\alpha=\pm 0.0018$ 弧度($P_{max}=366$ kN, $P_{min}=-398$ kN)
試體保持彈性，梁、柱、斜撐、接合板皆均無降伏現象發生。
- (2) 層間側位移角 $\alpha=\pm 0.0036$ 弧度($P_{max}=701$ kN, $P_{min}=-730$ kN)
位移角 $\alpha=0.0036$ 時，梁、柱及接合板都保持在彈性之內，無降伏現象發生，唯見斜撐有些許殘餘變形量，此時斜撐最大軸向變形約為 5 mm。
- (3) 層間側位移角 $\alpha=\pm 0.005$ 弧度($P_{max}=889$ kN, $P_{min}=-861$ kN)
位移角 $\alpha=0.005$ 弧度時，梁、柱及接合板都保持在彈性之內，無降伏現象發生，且可明顯觀察出消能支撐之殘餘變形量只發生在上方漸變段處，此時斜撐最大軸向變形約為 8.2 mm (圖 3.2 (a))。
- (4) 層間側位移角 $\alpha=\pm 0.01$ 弧度($P_{max}=1168$ kN, $P_{min}=-1220$ kN)
位移角 $\alpha=0.01$ 弧度時，梁翼板及梁腹板肉眼皆看不出降伏，無斜撐端柱底之翼板產生輕微降伏線(照片 3.7 (d))，降伏範圍約為由柱底加勁板往上算至 50 cm 處，接合板部份無降伏現象，消能支撐之殘餘應變同樣只發生在上方漸變段處，此時斜撐最大軸向變形約為 22 mm (圖 3.2 (a))。
- (5) 層間側位移角 $\alpha=\pm 0.015$ 弧度($P_{max}=1389$ kN, $P_{min}=-1532$ kN)
位移角 $\alpha=0.015$ 弧度時，右上梁翼板、左上梁下翼板降伏，無斜撐端柱底之翼板降伏持續增加，但仍屬輕微降伏，右下及左上接合板均已出現輕微降伏線(照片 3.7 (e)、(f))，且此時可觀察照片 3.8 (a)、(b)可發現，在照片 3.8 (a)中消能支

撐含有大量殘餘變形，而在照片 3.8 (b)中確完全看不出殘餘變形，此證明了圍束桿件有滑落之現象，使得斜撐之殘餘應變只會發生在斜撐上端，此時斜撐最大軸向變形約為 36 mm (圖 3.2 (a))，並且由於拉伸量全部集中在消能支撐上端，造成此處之位移計拉伸量超出預備之位移計之極限拉伸量，使位移計彈開 (照片 3.8 (a)中圓圈標示部份)。

(6) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.02$ 弧度($P_{\max} = 1529$ kN, $P_{\min} = -1795$ kN)

位移角 $\alpha = 0.02$ 弧度時，右下及左上接合板之降伏程度亦有些微增加之趨勢，無斜撐端之柱底則已明顯降伏 (照片 3.8 (c))，另外，於位移角 $\alpha = -0.02$ 弧度時，右上梁翼板嚴重降伏 (照片 3.8 (d))，並可由 (照片 3.8 (e)) 看出右端梁上翼板與腹板間沿焊道已有裂縫產生。

3.4.2 試驗結果分析

此節主要是藉由分析試驗數據了解消能支撐構架的行為，茲針對消能支撐與構架側向力分配、消能支撐軸力與軸位移關係分別說明如下。

1、消能支撐與構架測向力分配

圖 3.1 (c)所示在側位移角 $\alpha = 0.0036$ 弧度時為消能支撐構架試體一的第一個降伏點，此乃消能支撐開始降伏所造成，而圖 3.3 (a)則為消能支撐構架側力與層間側位移角關係圖，由表 3.1 (a)可知此時消能支撐構架總側力為 701 kN，消能支撐之側力為 504 kN，佔消能支撐構架整體之 72%，消能支撐拉壓比 $\beta = 1.1$ ，構架側推力正與負之比值 $\gamma = 1.04$ ，其中消能支撐側力是由圖 3.1 (c)中之消能支撐構架總側力，去扣上圖 3.1 (a)中空構架之總側力。圖 3.4(a)、(b)中最四條長條圖中之最左邊即代表試體一在正、負方向，及各層間側位移角下，消能支撐與構架佔整體總側力的百分比，並由圖可知，隨著消能支撐降伏愈來愈嚴重，勁度則下降，使得所佔之總側力百分比也愈來愈小，尤其在位移角 $\alpha = 0.02$ 度時，消能支撐佔消能支撐構架整體之側力僅剩 45%。

2、消能支撐軸力與軸位移關係

圖 3.5 (a)所示為試體一消能支撐之軸力與軸位移關係圖，圖 3.2(a)為試體一消能支撐之軸向變形歷時圖，試體一之降伏階段發生在位移角 $\alpha = \pm 0.0036$ 弧度時，降伏應變為，並由表 3.1 (a)可知此時消能支撐所發展之最大拉力及最大壓力為 644

kN 及 -691 kN，拉壓差 β 值約為 1.1，另由圖 3.2(a)可知消能支撐軸向位移約為 -3.7~7.8 mm，且由於此組核心消能段長度為 3832 mm，故將量測到之軸位移除上消能段長度，即可求得相對應之核心應變約為 -0.1~0.2%；在位移角 $\alpha = \pm 0.01$ 弧度時，消能支撐所發展之最大拉力及最大壓力為 798 kN 及 -884 kN，拉壓差 β 值約為 1.11，消能支撐軸向位移約為 -20.66~25.51 mm，相對應之核心應變約為 -0.54~0.67 %；而最後在位移角 $\alpha = \pm 0.02$ 弧度時，消能支撐所發展之最大拉力及最大壓力為 881 kN 及 -1174 kN，拉壓差 β 值已達 1.33，消能支撐軸向位移約為 -35~55 mm，相對應之核心應變約為 -0.91~1.44%。總而言之，消能支撐桿件在受壓時會因圍束桿件之效應，造成勁度些圍提高之趨勢，並由圖 3.5 (a)可觀察出，消能支撐之壓力由軸向位移 = -20~-35mm 時，勁度有明顯增加之趨勢，嚴判為此組試體因為圍束滑落，使圍束桿件不僅抵抗核心提供之側向力，並一起傳遞部份軸力所造成。

3.5 試體二試驗結果與結果分析

3.5.1 試體現象

照片 3.9 (a)為試體二試驗前之全景，由於試體一靠千斤頂端梁翼板與腹板接合處裂開，因此予以此處做梁柱接頭補強(照片 3.9 (b)及照片 3.9 (c))，其採用 FEMA350 之蓋板(Flange Plate)設計方式，及周中哲與饒智凱(2008)所提出之梁翼內側板設計方式共同作為梁柱接頭之補強，首先需先計算出設計所需要的柱面塑性彎矩 M_{dem} 為：

$$\begin{aligned}
 M_{dem} &= M_{pr} + V_p x \\
 M_{pr} &= C_{pr} R_y Z_b F_y \\
 C_{pr} &= \frac{F_y + F_u}{2F_y}
 \end{aligned}
 \tag{3.3}$$

其中， C_{pr} 為應變硬化因子，亦可由 FEMA350 建議直接取 C_{pr} 為 1.20， Z_b 、 S_b 為梁塑鉸處之塑性及彈性模數， M_{pr} 為梁塑鉸處彎矩強度， V_p 為梁塑鉸處剪力， x 為梁塑鉸至柱面距離， R_y 為材料超強因子， F_y 及 F_u 為材料之降伏及極限強度。再來為計算補強後梁柱接頭之彎矩強度 M_{cap} ，其為蓋板之彎矩強度 M_{fp} ，及梁內側加勁板之彎矩強度 M_{ps} 與鋼梁本身彎矩強度 M_{pb} 之總和，必需要大於設計所需之柱面塑性彎矩 M_{dem} ：

$$M_{fp} = t_p b_p R_y \sigma_{yn} \bar{x} + t_f b_f R_y \sigma_{yn} (d_b - \frac{t_f}{2} - \bar{x}) \quad (3.4)$$

$$M_{ps} = \frac{1}{2} (d_b - 2t_f)^2 R_y \sigma_{yn} t_s \quad (3.5)$$

$$M_{pb} = Z_b R_y \sigma_{yn} \quad (3.6)$$

$$M_{cap} = M_{fp} + M_{ps} + M_{pb} > M_{dem} \quad (3.7)$$

其中， t_p 、 b_p 為蓋板之厚度與寬度， σ_{yn} 為鋼材之降伏強度， \bar{x} 為中性軸至蓋板中心之距離， d_b 為梁深， t_f 、 b_f 為翼板厚度與寬度。故 M_{fp} 與 M_{ps} 兩者之合要大於柱面降伏彎矩 M_{yf} ，即滿足設計要求。最後設計出蓋板寬度 b_p 為 170 mm、厚度 t_p 為 20 mm，而梁內側加勁板厚度 t_s 為 12 mm，由上述可計算出 M_{dem} 為 941kN-m，而 $M_{cap}=632+398+693=1723$ kN-m，故滿足設計需求。

試體二之接合板試體與試體一相同，唯不含側邊加勁板(照片 3.9 (d)及照片 3.9(e))，圖 3.1 (d)為試體千斤頂軸力與層間側位移角關係圖，當達到每個新階段之位移角下之最大位移時都將實驗暫停以進行觀察與紀錄，觀察重點在於消能支撐、接合板、鋼梁、鋼柱之降伏挫屈情況，有關試驗過程中試體的行為描述如下：

- (1) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.0009$ 弧度 ($P_{max}=208$ kN, $P_{min}=-178$ kN) 到 $\alpha = \pm 0.0018$ 弧度 ($P_{max}=431$ kN, $P_{min}=-303$ kN)

試體保持彈性，梁、柱、斜撐、接合板皆均無降伏現象發生。

- (2) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.0036$ 弧度 ($P_{max}=838$ kN, $P_{min}=-500$ kN)

位移角 $\alpha = 0.0036$ 時，梁、柱及接合板都保持在彈性之內，無降伏現象發生，消能支撐之軸向變形仍集中在上端，此時千斤頂軸力之拉壓差已達 338 kN。由於試體二與試體一皆使用相同之消能支撐試體，並由圖 3.2 (a)可知，試體一之消能支撐在試驗結束時仍有 6 mm 之殘餘變形，比照圖 3.7 之示意圖，其中黑色實線為同一支消能支撐試體第一次試驗之遲滯迴圈，圖中黑色圓圈即為第一次試驗之起始點，而 P_{yt} 及 P_{yc} 為降伏之軸拉與軸壓力；而紅色虛線則代表第一次試驗結束後，在含有殘餘變形下，以紅色圓圈為起始點之遲滯迴圈，而 P_{yt}' 及 P_{yc}' 為此次試驗之降伏軸拉與軸壓力，且由圖可知，因為殘餘變形的因素，使得降伏軸拉力提升，降伏軸壓力降低，此乃為何拉壓差甚大之主要原因。

- (3) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.005$ 弧度 ($P_{max}=1021$ kN, $P_{min}=-645$ kN)

位移角 $\alpha = 0.005$ 弧度時，梁、柱及接合板都保持在彈性之內，無降伏現象發生，

此時千斤頂軸力之拉壓差已將近 400 kN。

(4) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.01$ 弧度($P_{max} = 1333$ kN, $P_{min} = -930$ kN)

位移角 $\alpha = 0.01$ 弧度時，試體二有巨響產生，但無挫屈現象；在位移角 $\alpha = -0.063$ 弧度時，上端接合板發生面外挫屈(照片 3.9 (f)及照片 3.10 (a))，接合板端部面外挫屈之距離約 3.2 cm，且此時由照片 3.10 (b)可觀察出鋼梁有稍微面外變型之趨勢。

於試體二試驗結束後將消能支撐試體拆開，可觀察消能支核心整體變形(照片 3.10 (c))，且發現此組消能支撐核心板上與核心板上之卡樁，本應按照施工圖上，由單一鋼板切割而成，但廠商在製做時，僅將此卡樁與核心板作點焊連接，造成試驗時核心與圍束間之卡樁斷裂(照片 3.10 (d))，使得此組消能支撐試驗時圍束桿件有滑落之現象。為避免卡樁斷裂之情形再次發生，所以另外補做新的消能支撐核心供接下來試驗使用(照片 3.10 (e))。

3.5.2 試驗結果分析

此節主要是藉由分析試驗數據了解消能支撐構架的行為，茲針對消能支撐與構架側向力分配、消能支撐軸力與軸位移關係分別說明如下。

1、消能支撐與構架側向力分配

圖 3.1 (d)所示在位移角 $\alpha = \pm 0.0036$ 弧度時，消能支撐已達降伏，且整體構架之拉壓差達 338 kN，由表 3.1 (b)可知此千斤頂推力及拉力為 780 kN 及 -498 kN，此時消能支撐之側力為 583 kN 及 -304 kN，佔消能支撐構架整體之 76% 及 61%；在位移角 $\alpha = 0.01$ 弧度時，僅消能支撐產生降伏消能，而梁、柱皆保持在彈性範圍內，此時消能支撐構架總側力為 1333 kN，消能支撐之側力為 756 kN，佔消能支撐構架整體之 57%。在位移角 $\alpha = -0.063$ 度時，上端接合板發生面外挫屈，此時消能支撐構架總側力為 -867 kN，消能支撐之側力為 -543 kN，佔消能支撐構架整體之 63%，此時消能支撐之軸壓力為 -693 kN，若按照(2.2)式配合 AISC-LRFD(2005)所建議 $K = 1.20$ 去設計接合板，其挫屈強度應有 -900 kN，但實驗於 -693 kN 時接合板已發生挫屈，若將 K 值改為 2.0 再代入(2.2)式，重新求得接合板挫屈強度為 -614 kN，因此可發現，使用 $K = 2.0$ 去設計接合板之挫屈強度，可得到較保守也較準確之預測。

2、消能支撐軸力與軸位移關係

圖 3.5 (b)所示為試體二消能支撐之軸力與軸位移關係圖，圖 3.2(b)為試體二消能支撐之軸向變形歷時圖，其降伏階段發生在位移角 $\alpha=\pm 0.0036$ 弧度時，並由表 3.1 (b)可知此時消能支撐所發展之最大拉力及最大壓力為 756 kN 及 -388 kN，拉壓差 β 值約為 0.51，另由圖 3.2(b)可知消能支撐軸向位移約為 -7.9~7.1 mm，相對應之核心應變約為 -0.2~0.2%。在位移角 $\alpha=-0.063$ 弧度時，上端接合板發生面外挫屈，此時消能支撐之軸壓力為 -693 kN，軸向位移為 -12.7 mm，相對應之核心應變約為 -0.33 %。最後由圖 3.5 (b)可觀察出，消能支撐之軸拉力與軸壓力有明顯的拉壓差，此乃消能支撐之殘餘變形造成(圖 3.7)，故此時軸壓力比預期提早進入降伏。

3.6 試體三試驗結果與結果分析

3.6.1 試體現象

照片 3.11 (a)為試體三試驗前之全景，本次試驗是以雙接合板與消能支撐作連接，並於接合板側邊作加勁補強，如照片 3.11 (b)及照片 3.11 (c)為雙接合板安裝之施工過程，圖 3.1 (e)為試體三千斤頂軸力與層間側位移角關係圖，當達到每個新階段的位移角下之最大位移時都將實驗暫停以進行觀察與紀錄，觀察重點在於消能支撐、接合板、鋼梁、鋼柱之降伏挫屈情況，有關試驗過程中試體的行為描述如下：

- (1) 層間側位移角 $\alpha=\pm 0.0009$ 弧度($P_{\max}=171$ kN, $P_{\min}=-169$ kN)到 $\alpha=\pm 0.0018$ 弧度($P_{\max}=327$ kN, $P_{\min}=-341$ kN)

試體保持彈性，梁、柱、斜撐、接合板皆均無降伏現象發生。

- (2) 層間側位移角 $\alpha=\pm 0.0036$ 弧度($P_{\max}=619$ kN, $P_{\min}=-662$ kN)

位移角 $\alpha=0.0036$ 時，試體有輕微聲響，梁、柱及接合板都保持在彈性之內，無降伏現象發生，唯見斜撐有些許殘餘變形量。

- (3) 層間側位移角 $\alpha=\pm 0.005$ 弧度($P_{\max}=730$ kN, $P_{\min}=-823$ kN)

位移角 $\alpha=0.005$ 弧度時，梁、柱及接合板都保持在彈性之內，無降伏現象發生，僅消能支撐產生降伏消能。

- (4) 層間側位移角 $\alpha=\pm 0.01$ 弧度($P_{\max}=1066$ kN, $P_{\min}=-1163$ kN)

位移角 $\alpha=0.01$ 弧度時，試體有聲響產生，並可觀察出消能支撐端板與接合板

接合面降伏，且此時上端接合板對角已產生輕微降伏。

(5) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.015$ 弧度($P_{max}=1324$ kN, $P_{min}=-1463$ kN)

位移角 $\alpha = 0.015$ 弧度時，此時梁翼、梁腹看不出明顯降伏線，但上下端之接合板皆以明顯降伏。

(6) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.02$ 弧度($P_{max}=1470$ kN, $P_{min}=-1638$ kN)

位移角 $\alpha = 0.02$ 弧度時，右下及左上接合板之降伏程度亦有明顯增加之現象(照片 3.11 (d)及照片 3.11 (e))。

在更換過新的消能支撐核心板後，本次試驗之消能支撐圍束桿件已無滑落之現象，且此次試驗消能支撐之變形量已均勻地由分配至消能支撐上、下端，不再試體一、二時消能支撐變形只集中在上端之現象。

3.6.2 試驗結果分析

此節主要是藉由分析試驗數據了解消能支撐構架的行為，茲針對消能支撐與構架側向力分配、消能支撐軸力與軸位移關係分別說明如下。

1、消能支撐與構架側向力分配

圖 3.1 (e)所示在位移角 $\alpha = 0.0036$ 弧度時為消能支撐構架試體一的第一個降伏點，此乃消能支撐開始降伏所造成，由表 3.1 (c)可知此時消能支撐構架總側力為 619 kN，消能支撐之側力為 428 kN，佔消能支撐構架整體之 69%；在位移角 $\alpha = 0.02$ 度時，消能支撐構架總側力為 1470 kN，消能支撐之側力為 634 kN，佔消能支撐構架整體只剩 43%。若將消能支撐與構架所佔側力百分比繪如圖 3.4(a)、(b)中最四條長條圖中之左邊數來第二個，即可發現隨著消能支撐降伏愈來愈嚴重，消能支撐所佔整體側力之比例亦愈來愈小，其趨式就如同試體一，即當消能支撐維持彈性時，側力約佔整體構架之 70%，當消能支撐降伏後，側力所佔百分比則慢慢減少至 50%。

2、消能支撐軸力與軸位移關係

圖 3.5 (c)所示為試體三消能支撐之軸力與軸位移關係圖，圖 3.2(c)為試體三消能支撐軸向變形歷時，其降伏階段發生在位移角 $\alpha = \pm 0.0036$ 弧度時，並由表 3.1 (c)可知此時消能支撐所發展之最大拉力及最大壓力為 546 kN 及 -614 kN，拉壓差 β 值約為 1.13，另由圖 3.2(c)可知消能支撐軸向位移約為 -7~9 mm，相對應之核心應變

約為-0.16~0.2%；在位移角 $\alpha = \pm 0.01$ 弧度時，消能支撐所發展之最大拉力及最大壓力為 681 kN 及 -826 kN，拉壓差 β 值約為 1.21，消能支撐軸向位移約為 -25~28 mm，相對應之核心應變約為 -0.57~0.64 %；在位移角 $\alpha = \pm 0.015$ 弧度時，消能支撐所發展之最大拉力及最大壓力為 776 kN 及 -903 kN，拉壓差 β 值約為 1.16，消能支撐軸向位移約為 -37~42 mm，相對應之核心應變約為 -0.84~0.95%；在位移角 $\alpha = \pm 0.02$ 弧度時，消能支撐所發展之最大拉力及最大壓力為 809 kN 及 -976 kN，拉壓差 β 值約為 1.21，消能支撐軸向位移約為 -42~60 mm，相對應之核心應變約為 -0.95~1.36%。

3.7 試體四試驗結果與結果分析

3.7.1 試體現象

照片 3.12 (a)為試體四試驗前之全景，本次試驗是以雙接合板與消能支撐作連接，此組接合板不含側邊加勁板，圖 3.1 (f)為試體三千斤頂軸力與層間側位移角關係圖，當達到每個新階段的位移角下之最大位移時都將實驗暫停以進行觀察與紀錄，觀察重點在於消能支撐、接合板、鋼梁、鋼柱之降伏挫屈情況，有關試驗過程中試體的行為描述如下：

- (1) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.0009$ 弧度($P_{\max}=214$ kN, $P_{\min}=-65$ kN)到 $\alpha = \pm 0.0018$ 弧度($P_{\max}=396$ kN, $P_{\min}=-247$ kN)

試體保持彈性，梁、柱、斜撐、接合板皆均無降伏現象發生。

- (2) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.0036$ 弧度($P_{\max}=619$ kN, $P_{\min}=-411$ kN)

位移角 $\alpha = 0.0036$ 時，試體有輕微聲響，力量斜率在負方向已有明顯降緩趨勢，梁、柱無降伏現象發生，僅消能支撐產生降伏消能，且此時千斤頂軸力拉壓差達 208 kN，乃因為試驗四與試驗三使用相同消能支撐，由圖 3.2(c)可看出，當試驗三結束時，消能支撐仍含有 6 mm 之殘餘變形，故與試體一、二此情況相同，殘餘變形將造成消能支撐在受壓時提早降伏，進而產生可觀的拉壓差。

- (3) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.005$ 弧度($P_{\max}=835$ kN, $P_{\min}=-526$ kN)

位移角 $\alpha = 0.005$ 弧度時，梁、柱及接合板都保持在彈性之內，無降伏現象發生。

- (4) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.01$ 弧度($P_{\max}=1132$ kN, $P_{\min}=-1032$ kN)

位移角 $\alpha = 0.01$ 弧度時，試體有些微聲響，梁、柱及接合板保持在彈性之內，無降伏現象發生。

(5) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.015$ 弧度($P_{\max} = 1362 \text{ kN}$, $P_{\min} = -1421 \text{ kN}$)

位移角 $\alpha = 0.015$ 弧度時，可觀察處出左上接合板降伏且右上梁翼板沿離柱面距 43 cm 處受壓降伏。

(6) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.02$ 弧度($P_{\max} = 1479 \text{ kN}$, $P_{\min} = -1649 \text{ kN}$)

位移角 $\alpha = 0.02$ 弧度時，右下及左上接合板皆可明顯觀察出降伏現象(照片 3.12 (b)及照片 3.12 (c))，且發現在梁右端距補強板 20 cm 及 25 cm 處，梁腹板及梁翼板皆有挫屈之現象(照片 3.12 (d))，挫屈幅度約為 5 mm 及 10 mm 之變形量；而於位移角 $\alpha = -0.02$ 弧度時，接合板無發生挫屈(照片 3.12 (e))，足可驗證雙接合板之面外穩定性確實要較單接合板來得好，而另由照片 3.12 (f)可看出，此時與接合板接合處之梁翼板有輕微撓曲變形。

3.7.2 試驗結果分析

此節主要是藉由分析試驗數據了解消能支撐構架的行為，茲針對消能支撐與構架側向力分配、消能支撐軸力與軸位移關係分別說明如下。

1、消能支撐與構架測向力分配

圖 3.1 (f)所示在位移角 $\alpha = 0.0036$ 弧度時為消能支撐構架試體一的第一個降伏點，此乃消能支撐開始降伏所造成，由表 3.1 (d)可知此時消能支撐構架總側力為 619 kN，消能支撐之側力為 422 kN，佔消能支撐構架整體之 68%；在位移角 $\alpha = 0.02$ 度時，消能支撐構架總側力為 1479 kN，消能支撐之側力為 571 kN，佔消能支撐構架整體之側力百分比只剩下 39%。若將消能支撐與構架之側力百分比繪如圖 3.4(a)、(b)中最四條長條圖中之右邊數來第二個，即可發現隨著消能支撐降伏愈來愈嚴重，消能支撐所佔整體側力之比例亦愈來愈小，其趨式就如同試體一、三，即當消能支撐維持彈性時，側力約佔整體構架之 70%，當消能支撐降伏後，側力所佔百分比則慢慢減少至 50%。

2、消能支撐軸力與軸位移關係

圖 3.5 (d)所示為試體四消能支撐之軸力與軸位移關係圖，圖 3.2(d)為試體四消能支撐軸位移歷時，其降伏階段發生在位移角 $\alpha = \pm 0.0036$ 弧度時，並由表 3.1 (d)可知此時消能支撐所發展之最大拉力及最大壓力為 539 kN 及 -286 kN，消能支撐軸力拉壓比 β 值約為 0.53，另由圖 3.2(d)可知消能支撐軸向位移約為 7~9 mm，相對應之核心應變約為 -0.2~0.16%。在位移角 $\alpha = \pm 0.01$ 弧度時，消能支撐所發展之最大

拉力及最大壓力為 751 kN 及 -658 kN，拉壓比 β 值約為 0.88，消能支撐軸向位移約為 -26~27 mm，相對應之核心應變約為 -0.59~0.61 %；在位移角 $\alpha = \pm 0.015$ 弧度時，消能支撐所發展之最大拉力及最大壓力為 719 kN 及 -719 kN，拉壓差 β 值約為 1.0，消能支撐軸向位移約為 -40~40 mm，相對應之核心應變約為 -0.91~0.91%；在位移角 $\alpha = \pm 0.02$ 弧度時，消能支撐所發展之最大拉力及最大壓力為 728 kN 及 -865 kN，拉壓比 β 值約為 1.19，消能支撐軸向位移約為 -53~51mm，相對應之核心應變約為 -1.20~1.16%。

3.8 試體五試驗與結果分析

3.8.1 試體現象

照片 3.13 (a) 為試體五試驗前之全景，本次試驗是將消能支撐轉 90 度，再以雙接合板與消能支撐作連接，如照片 3.13 (b)、照片 3.13 (c)、照片 3.13 (d) 為此組接合板與斜撐接合之方式，且此組接合板不含側邊加勁板，圖 3.1 (g) 為試體三千斤頂軸力與層間側位移角關係圖，當達到每個新階段的位移角下之最大位移時都將實驗暫停以進行觀察與紀錄，觀察重點在於消能支撐、接合板、鋼梁、鋼柱之降伏挫屈情況，有關試驗過程中試體的行為描述如下：

- (1) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.0009$ 弧度 ($P_{\max} = 164 \text{ kN}$, $P_{\min} = -173 \text{ kN}$) 到 $\alpha = \pm 0.0018$ 弧度 ($P_{\max} = 331 \text{ kN}$, $P_{\min} = -330 \text{ kN}$)

試體保持彈性，梁、柱、斜撐、接合板皆均無降伏現象發生。

- (2) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.0036$ 弧度 ($P_{\max} = 623 \text{ kN}$, $P_{\min} = -644 \text{ kN}$)

位移角 $\alpha = 0.0036$ 時，梁、柱無降伏現象發生，僅消能支撐產生降伏消能。

- (3) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.005$ 弧度 ($P_{\max} = 757 \text{ kN}$, $P_{\min} = -783 \text{ kN}$)

位移角 $\alpha = 0.005$ 弧度時，梁、柱及接合板都保持在彈性之內，無降伏現象發生。

- (4) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.01$ 弧度 ($P_{\max} = 1067 \text{ kN}$, $P_{\min} = -1130 \text{ kN}$)

位移角 $\alpha = 0.01$ 弧度時，下方接合板降伏，上方接合板看不出降伏，梁、柱接保持在彈性之內。

- (5) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.015$ 弧度 ($P_{\max} = 1437 \text{ kN}$, $P_{\min} = -1626 \text{ kN}$)

位移角 $\alpha = 0.015$ 弧度時，上方接合板對角降伏，下方接合板降伏亦加劇。

- (6) 層間側位移角 $\alpha = \pm 0.02$ 弧度 ($P_{\max} = 1456 \text{ kN}$, $P_{\min} = -1635 \text{ kN}$)

位移角 $\alpha=0.02$ 弧度時，可發現梁右端距補強加勁板 25 mm 處已挫屈，上、下方之接合板皆可明顯觀察出降伏現象(照片 3.13 (e)及照片 3.13 (f))，且於位移角 $\alpha=-0.02$ 弧度時，上方接合板端部沿梁翼板出現裂縫(照片 3.14 (a))，此時剛好對應構架打開之狀態下，足可見因為構架打開的力量使得接合板端部開裂。

(7) 層間側位移角 $\alpha=\pm 0.025$ 弧度($P_{\max}=1529$ kN, $P_{\min}=-1794$ kN)

位移角 $\alpha=+0.025$ 弧度時，再去觀察上方接合板端部情形，可發現此時裂縫已因構架夾合而密合(照片 3.14 (b))，此時因為千斤頂之推力，造成梁承受巨大之軸壓力，故亦可發現梁右端挫屈程度明顯加重(照片 3.14 (c))，且於位移角 $\alpha=-0.025$ ，由於承受構架梁柱打開之力量，使得上、下方之接合板端部皆出現開裂現象(照片 3.14 (d)、照片 3.14 (e))。

3.8.2 試驗結果分析

此節主要是藉由分析試驗數據了解消能支撐構架的行為，茲針對消能支撐與構架側向力分配、消能支撐軸力與軸位移關係分別說明如下。

1、消能支撐與構架側向力分配

圖 3.1 (g)所示在位移角 $\alpha=0.0036$ 弧度時為消能支撐構架試體一的第一個降伏點，此乃消能支撐開始降伏所造成，由表 3.1 (d)可知此時消能支撐構架總側力為 619 kN，消能支撐之側力為 422 kN，佔消能支撐構架整體之 68%；圖 3.4(a)、(b)四條長條圖中之最右邊即代表試體五在正、負方向，及各層間側位移角下，消能支撐與構架佔整體總側力的百分比，並由圖可知，隨著消能支撐降伏愈來愈嚴重，勁度則下降，使得所佔之總側力百分比也愈來愈小，尤其在位移角 $\alpha=0.02$ 度時，消能支撐佔消能支撐構架整體之側力僅剩 39%。

2、消能支撐軸力與軸位移關係

圖 3.5 (e)所示為試體五消能支撐之軸力與軸位移關係圖，圖 3.2 (e)所示為試體五消能支撐軸位移歷時，其降伏階段發生在位移角 $\alpha=\pm 0.0036$ 弧度時，並由表 3.1 (d)可知此時消能支撐所發展之最大拉力及最大壓力為 539 kN 及 -286 kN，拉壓比 β 值約為 0.53，另由圖 3.2 (e)可知消能支撐軸向位移約為 7~9 mm，相對應之核心應變約 -0.2~-0.16%；在位移角 $\alpha=\pm 0.01$ 弧度時，消能支撐所發展之最大拉力及最大壓

力為 751 kN 及 -658 kN，拉壓比 β 值約為 0.88，消能支撐軸向位移約為 -26~27 mm，相對應之核心應變約為 -0.59~0.61 %；在位移角 $\alpha = \pm 0.015$ 弧度時，消能支撐所發展之最大拉力及最大壓力為 719 kN 及 -719 kN，拉壓差 β 值約為 1.0，消能支撐軸向位移約為 -40~40 mm，相對應之核心應變約為 -0.91~0.91%；在位移角 $\alpha = \pm 0.02$ 弧度時，消能支撐所發展之最大拉力及最大壓力為 728 kN 及 -865 kN，拉壓比 β 值約為 1.19，消能支撐軸向位移約為 -53~51mm，相對應之核心應變約為 -1.20~1.16%。

3.9 試驗結果比較

本節主要為探討五組消能支撐構架試體之試驗結果比較，其內容為各組試體鋼梁、接合板應變比較，並探討加側邊加勁板對接合板實質影響，及比較各試體沿斜撐軸向之面外變形量，最後為藉由理論及試驗分析探討構架開合效應對接合板之影響。

1、各組試體鋼梁應變比較

圖 3.8 所示為當千斤頂往正方向推，或往負方向拉時，梁、柱之彎矩、軸力分佈圖，由圖可進一步觀察出，當千斤頂往正方向推時，含斜撐端梁承受負彎矩，即上翼板受拉、下翼板受壓，再加上梁本身承受千斤頂之巨大軸力，使得原本上翼板之拉應變得非常小，而原本下翼板的壓應變則變得非常大，如圖 3.9、圖 3.10 為試體一、二梁翼板在正及負方向上之應變比較，其中梁靠近斜撐、接合板端為北邊，梁靠近千斤頂端為南邊，由圖 3.9 (a)、(b)可知梁因受負彎矩及軸壓力，造成北邊梁上翼板應變較小，下翼板壓應變較大之情況。且試體一由於右端梁翼與梁腹間沿焊道獵開，故由圖 3.10 (c)可看出在位移角 $\alpha = -0.02$ 弧度時，南邊梁上翼板應變劇增，已超過 20 倍之降伏應變。若針對北邊梁端，接合板端部梁塑鉸之位置作觀察，圖 3.11、圖 3.12 為試體三、四梁翼板在正及負方向上之應變比較，且可發現，與試體一趨勢相同，含斜撐端下翼板(圖 3.11(b)、圖 3.12(b))及靠千斤頂端梁上翼板(圖 3.11(d)、圖 3.12(d))皆有著較高之應變值，而含斜撐端上翼板(圖 3.11(a)、圖 3.12(a))及靠千斤頂端梁下翼板(圖 3.11(c)、圖 3.12(c))皆有著較低之應變值，若再去仔細觀察圖 3.13、圖 3.14，則亦可觀察出相同之應變趨勢，另圖 3.15(a)、(b)為試體一、二含斜撐端梁腹板在正及負方向上之應變分佈，由此圖可

更明顯的看出，當梁受彎矩及軸力下之應變分布，確實為造成梁上、下翼板應變落差極大之故。圖 3.16 為試體三、四含斜撐端梁腹板在正及負方向上之應變分佈，圖 3.17 為試體四、五含斜撐端梁腹板在正及負方向上之應變分佈為試體一看出，且圖 3.16、圖 3.17 與圖 3.15 趨式相同，足可見鋼梁伴隨著千斤頂傳來的巨大軸力，造成左梁上翼板應變極小，下翼板應變極大之現象，此現象亦使得全斷面幾乎處於受拉或受壓的狀態。整體而言，靠千斤頂端梁上翼板與含斜撐端梁下翼板皆為受軸力與彎矩效應下，受力最大之位置，但由於加勁補強的影響下，試體二~五右梁上翼板之應變已經小於左梁下翼板之應變，故南邊梁端之補強加勁板確實有發揮功效，使右梁端不再有開裂的行為產生。

2、各組試體接合板應變比較

理論上在千斤頂往正方向推時，接合板受構架梁柱之壓力，反之，接合板受構架梁柱之拉力，若定義 1 方向代表水平，3 方向代表垂直，則(2.56)、(2.57)式中，等效支撐力之垂直分力 N_g 及水平分力 Q_g ，即可轉換接合板與梁界面之 3 方向正向應力及 13 平面剪應力，與接合板與柱界面之 1 方向正向應力及 13 平面剪應力。由圖 3.18、圖 3.19 所列為各試體上方接合板與梁界面 R1 位置 3 方向正向應變及 13 平面剪應變之歷時圖及歷時與消能支撐軸力遲滯圖，圖 3.20、圖 3.21 所列為各試體上方接合板與柱界面 R5 位置 1 方向應變及 13 平面剪應變之歷時圖及歷時與消能支撐軸力遲滯圖，且由於 R1 及 R5 位置皆位於接合板端部，故此處受構架梁柱開合的效應理當最彰顯，由於進行反覆側推之緣故，故欲觀察出試體各量測點所受應力大小，應由應變差($\Delta\sigma=E\Delta\varepsilon$)去比較，觀察圖 3.18、圖 3.19 中各試體接合板之 R1 位置發現，試體一為單接合板，其在 3 方向正向應變約為-0.16%~0.08%，在 13 平面之剪應變約為-0.4%~0.8%，試體三為雙接合板，其 3 方向正向應變為 0~0.08%，13 平面之剪應變為-0.3%~0.3%，試體四雙接合板，其 3 方向正向應變為 0~0.3%，13 平面之剪應變為-0.4%~0.23%，試體五雙接合板，其 3 方向正向應變為 0~0.06%，13 平面之剪應變為-0.25%~0.27%。由上述比較可發現，單接合板在端部之應變，較雙接合板都來得大，其乃由於單接合板與梁、柱腹板在同一平面上，力量傳遞效果良好，而雙接合板則為透過梁、柱翼板將力量傳至腹板中，在無側邊加勁板之束制時，梁、柱翼板易產生彎曲(照片 3.12 (f))，造成等效支撐產生的軸變形減少，同時等效支撐軸力亦下降，尤其在接合板端部降伏後，力量的影響更為顯注。如在試體一單接合板中，接合板端部最大剪應變達 0.8%(圖 3.19(a))，而

雙接合板中(試體三~五)，接合板端部最大剪應變值發生在試體四，也只有 0.4%(圖 3.19(d))，故梁、柱之彎曲變形，反而使得雙接合板所受之構架效應降低，圖 3.22~圖 3.37 所示為五組試體上、下接合板在千斤頂往正及負方向推時之應變分佈，如下茲針對各圖之應變分佈作比較：

(1) 試體一、二比較 (側邊加勁板貢獻)：

圖 3.22~圖 3.25 為試體一及二，上、下接合板在正、負方向上之應變分布，且試體一與試體二皆為單接合板，唯試體一接合板端部有加側邊加勁板，試體二則無，故比較圖 3.22、圖 3.23，試體一、二接合板在各方向應變大致相同，唯試體二於 R1 位置之應變，在位移角 $\alpha=0.01$ 內有增加較快之趨勢，但由於試體二上端接合板在側位移角 $\alpha=-0.006$ 時即發生挫屈，以至於在負方向時，試體二接合板之應變暴增(圖 3.24)。

(2) 試體三、四比較 (側邊加勁板貢獻)：

圖 3.26~圖 3.29 為試體三及四，上、下接合板在正、負方向上之應變分布，且試體三與試體四皆為雙接合板，唯試體三接合板端部有加側邊加勁板，試體四則無，觀察圖 3.26，其中接合板與梁界面之正向應變與剪應變為圖 3.26 (c)、(e)，接合板與柱界面之正向應變與剪應變為圖 3.26 (b)、(d)，由圖 3.26 (b)可發現，試體四於 R5 位置之正向壓應變比試體三要大多，而由圖 3.26 (b)及圖 3.28 (b)比較中，可看出試體三於 R5 位置之應變變化量為 0.1%，而試體四則有 0.55%，因此可看出，由於少了側邊加勁板，使得局部應變大增。而觀察圖 3.26 (e)及圖 3.28 (e)可發現，試體三 R1 位置正向應變由位移角 $\alpha=+0.02$ 進行至位移角 $\alpha=-0.02$ 時增加了 0.1%，而相同位置的試體四卻增加了 0.2%，再觀察圖 3.26 (c)及圖 3.28 (c)可發現，試體三與四於 R1 位置於位移角 $\alpha=\pm 0.02$ 時之剪應變變化量，皆為 0.65%及 0.67%，而觀察圖 3.26 (d)及圖 3.28 (d)可發現，而試體三與四於 R5 位置於位移角 $\alpha=\pm 0.02$ 時之剪應變變化量，則分別為 0.65%及 0.6%。由上述可知，側邊加勁板的存在主要影響了正向應變的變化，即其主要為分擔正向應力之故，而側邊加勁板對接合板端部剪應變之影響甚小，基本上是可以予以忽略的。

(3) 試體一、三比較 (單、雙接合板差異)：

圖 3.30~圖 3.33 為試體一及三，上、下接合板在正、負方向上之應變分布，此

組比較主要為探討單、雙接合板之差異，由於梁、柱翼板之撓曲、扭轉變形確實影響著雙接合板與梁、柱界面之應變，且試體三與試驗一使用相同之鋼梁，在鋼梁反覆使用下，更加放大了此效應，故單接合板應該會承受較高之應變，且以接合板端部(R5 位置)之正向應力來看，比較圖 3.30(b)及圖 3.32(b)可發現，於位移角 $\alpha=\pm 0.02$ 時，試體一於 R5 位置之應變變化約為 0.2%，試體三則為 0.1%，比較圖 3.30(e)及圖 3.32(e)，於位移角 $\alpha=\pm 0.02$ 時，試體一與試體三於 R1 位置之應變變化約為 0.3%及 0.1%，比較圖 3.30(c)及圖 3.32(c)，於位移角 $\alpha=\pm 0.02$ 時，試體一與試體三於 R1 位置之剪應變變化約為 1.2%及 0.6%，比較圖 3.30(d)及圖 3.32(d)，於位移角 $\alpha=\pm 0.02$ 時，試體一與試體三於 R1 位置之剪應變變化約為 0.9%及 0.7%。故可見同樣接合板端部同樣有加勁之情形下，單接合板確實承受著較大之應變變化，即承受了較大之應力分佈；而由圖 3.30(c)更可明顯看出，試體一單接合板於 R1 位置可高達 0.8%，試體三雙接合板卻只有 0.3%，此也再次說明了單接合板確實承受著較高之梁柱開合效應。

(4) 試體四、五比較 (雙接合板擺放位置的差異):

圖 3.34~ 圖 3.37 為試體四及五，上、下接合板在正、負方向上之應變分布。仔細觀察接合板與梁界面之剪應變與正向應變(圖 3.34(c)、(e))，與接合板與柱界面之正向應變與剪應變(圖 3.34(b)、(d))，比較圖 3.34(b)及圖 3.36(b)可發現，可發現試體四、五之應變變化趨勢是非常相近的。比較圖 3.34(b)及圖 3.36(b)可發現，試體四、五於 R5 位置正向應變變化為 0.5%及 0.3%，比較圖 3.34(e)及圖 3.36(e)可發現，於位移角 $\alpha=\pm 0.02$ 時，於 R1 位置正向應變變化為 0.2%及 0.15%，比較圖 3.34(c)及圖 3.36(c)可發現，且試體四及試體五於 R1 位置之剪應變變化為 0.36%及 0.38%，比較圖 3.34(d)及圖 3.36(d)可發現，試體四及五於 R5 位置之剪應變則為 0.45%及 0.5%。由上述比較可發現，除了試體四、五之正向應變較受梁翼板撓曲、扭轉之影響，故其變化量較有差異外，其接合板端部之剪應變變化量幾乎相同，此也可證實，試體四、五為厚度相同的雙接合板，其接合板所分擔之應力是相近的。

由上述可總結出，側邊加勁板確實針對接合板端部正向應變有所貢獻，對剪應變則影響甚小，而單接合板所承受之應變確實較雙接合板高，再者，試體四、五之雙接合板，一為靠近梁、柱腹板，一為遠離梁、柱腹板，其正向應變變化量

可能受梁、柱翼板撓曲，變化較大，但其剪應變則幾乎相同，最後，若去比較各接合板試體之剪應變與正向應變，發現接合板在 1 及 3 方向之正向應變，確實不比 13 方向之剪應變來得顯注，並由(2.63)式中可知，von Mises 之應力計算中，剪應力佔主要影響因素，由此可知，接合板端部之破壞應屬於剪力控制。

3、各試體面外變形比較

如圖 2.45 中，A、B、C 點為下方接合板、斜撐中央及上方梁柱角落之面外變形量測位置，其試驗結果如圖 3.40、圖 3.41、圖 3.42 所示，由圖 3.40 可知，在油壓制動器往正方向拉時，僅左上梁柱角落(C 點)有較大之面外變形。而由圖 3.41 可知，在油壓制動器往負方向推時，此時消能支撐受壓，可發現試體一、二斜撐中央處(B 點)之面外變形明顯增加，尤其試體二於位移角 $\alpha = -0.01$ 弧度時挫屈，而面外變形達 75 mm。另比較試體三~五斜撐中央處(B 點)之面外變形，可發現僅試體四由於移去了側邊加勁板，使得面外變形稍大，其餘面外變形皆非常小，可見雙接合板之穩定性確實較單接合板來得好。以在位移角 $\alpha = -0.02$ 弧度下，試體一、三、四、五之 B 點面外變形量分別為 15 mm、5 mm、10 mm、1 mm。若分別針對下方接合板(A 點)、斜撐中央(B 點)、上方梁柱角落(C 點)之面外變形來看，可發現下方接合板(A 點)在試體三~五皆幾乎無面外變形，且可由圖 3.41 判別試體一、二面外變形模態與試體三~五相反，即當油壓制動器往負方向拉時，試體一、二在 B、C 兩點之面外變形，與試體三~五相反，如圖 3.42 (b)、(c)所示，其中試體五有最低的面外變形量。另外，由於試體五為將斜撐轉 90 度與接合板焊接，故其弱軸方向應為面內方向，故由圖 3.42 (d)可知其斜撐上 B 點面內方向之變形量，如圖可觀察出試體五斜撐之面內變形亦非常小。

4、構架開合效應探討

如表 3.2 所示，為五組消能支撐構架試體在各層間側位移角下梁之剪力 V_b 、彎矩 M_b 及左柱之剪力 $V_{c,L}$ 、彎矩 $M_{c,L}$ ，與等效支撐力 F_{gm} 與斜撐軸力 P_{BRB} ，其中梁、柱剪力為由三向應變計所得剪應變，再沿腹板積分求得(剪應變圖將於第四章顯示)，梁、柱之彎矩為由其剪力乘上反曲點至塑鉸處之距離所求得，等效支撐力 F_{gm} 是由(2.52)式計算所得，由(2.52)式知，等效支撐力 F_{gm} 是隨著梁剪力 V_b 及左柱剪力 $V_{c,L}$ 的改變而變化，且觀察表 3.2 中，各試體在位移角 $\alpha = 0.01$ 弧度時，各試體梁及左柱之彎矩約達 0.8~1 倍之 $M_{y,b}$ 及 $M_{y,c}$ ，斜撐軸力 P_{BRB} 約為 1~1.3 倍之 P_y ，

且此時恰為接合板端部達降伏之時機，此即可說明 0.8~1 倍之 M_{yb} 及 M_{yc} 及 1~1.3 倍之 P_y 恰為接合板端部降伏時之構架受力狀態。圖 3.43~圖 3.47 所示為各試體接合板，在受斜撐軸力 P_{BRB} 及等效支撐力 F_{gm} 下之行為關係，以試體一為例，圖 3.43 (a)為上方接合板受斜撐軸力 P_{BRB} 及等效支撐力 F_{gm} 下之示意圖，圖 3.43 (b)、(c) 為各層間側位移角下之梁剪力 V_b 及左柱之剪力 $V_{c,L}$ ，圖 3.43 (d)即為各層間側位移角下，等效支撐力 F_{gm} 與斜撐軸力 P_{BRB} 之比較，其中等效支撐力 F_{gm} 可由(2.52)式配合圖 3.43 (b)、(c)之梁剪力 V_b 及左柱之剪力 V_c 求得。而圖 3.43 (e)即代表著接合板在受斜撐軸力及構架開合效應下梁與柱界面之內力，且以接合板與梁界面為例，圖 3.43 (f)、(g)為由等效支撐力 F_{gm} 與斜撐軸力 P_{BRB} 提供之正向力(N_g 、 N_b)及剪力(Q_g 、 Q_b)，最後透過(2.62)、(2.63)之計算即可求出試體一在接合板與梁介面端部之 von Mises 應力(圖 3.43 (h))，如圖中菱形符號即為由(2.63)式所求得之 von Mises 應力(Theory)，圓圈符號所示為由有限元素程式(ABAQUS)所得之 von Mises 應力，有限元素模型會在第四章中詳細介紹。而方塊符號(Test)即代表由接合板 R1 位置之應變(圖 3.22、圖 3.24)配合平面應力公式所計算之 von Mises 應力，計算方式如下：

$$\sigma_{11} = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_{11} + \nu\epsilon_{33}) \quad (3.8)$$

$$\sigma_{33} = \frac{E}{1-\nu^2} (\nu\epsilon_{11} + \epsilon_{33}) \quad (3.9)$$

$$\tau_{13} = G\gamma_{13} \quad (3.10)$$

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\frac{\sigma_{11}^2 + \sigma_{33}^2 + (\sigma_{11} - \sigma_{33})^2 + 6\tau_{13}^2}{2}} \quad (3.11)$$

圖 3.43~圖 3.47 (h)為五組試體於接合板與梁介面端部，理論、分析及實驗之 von Mises 應力比較，其中試體一、二接合板降伏強度為 385 MPa，試體三~五接合板降伏強度為 448 MPa，且由於上述應力應變轉換公式只適用於彈性部份。由圖可發現，接合板之降伏時間皆大約落在位移角 $\alpha = \pm 0.01$ 弧度時，且由第二章的理論去預測接合板端部 von Mises 應力，在試體一有較準確的之預測結果，試體三則是在負方向較準確，正方向值卻偏低，仔細觀察圖 3.26(b)、(e)及圖 3.28(b)、(e)可發現，試體三在正方向之正向應變確實較低，使得端部所計算出之 von Mises 應力亦較低。在試體四、五中，僅理論值與分析值(ABAQUS)貼近，而實驗值稍低了約

20%。要注意的是，理論所假設等效支撐與梁、柱變形(圖 2.20)中，梁、柱翼板面皆保持平面，若梁、柱翼板有彎曲現象，可能會降低等效支撐之勁度，進而使等效支撐力下降，且論力量傳遞方式，單接合板與梁、柱腹板在同一平面上，力量傳遞效果良好，而雙接合板則為透過梁、柱翼板將力量傳至腹板中，在無側邊加勁板之束制時，梁、柱翼板易產生彎曲，造成等效支撐產生的軸變形減少，同時等效支撐軸力亦下降。圖 3.48 (a)、(b)即為等效支撐軸向變形之量測，量測位置為圖 2.52 所示之位移計 M1 及 M8，觀察圖 3.48 (a)，試體一~五於 M1 位置之量測，當千斤頂往正方向推時，構架因夾合使等效支撐受壓而縮短，反之則受拉而拉長，觀察圖 3.48 (b)，由上述正方向因構架夾合而縮短、負方向因構架打開而拉長之行為在試體四、五並不成立，如試體四在正方向之縮短量有愈來愈小之趨勢，試體五在正及負方向之縮短及伸長量亦無隨層間側位移角增大而增大。由圖 3.49 (a)可看出，當千斤頂往正方向推時，此時構架理應夾合雙接合板，但梁翼板之撓曲亦提供雙接合板一股拉力，故此也可說明雙接合板為何受構架開合效應較低之主因，另由圖 3.49 (b)亦可看出相同之趨勢，即構架打開時，雙接合板因梁翼撓曲提供之壓力而降低雙接合板原本所應承受之構架開合量，進而降低雙接合板所受到之構架開合效應。且由於 M8 位移計以梁、柱翼板為支點，故當梁、柱翼板稍有撓曲、扭轉變形時，亦會嚴重影響 M8 位移計之讀數。而在第二章等效支撐模型中，皆假設等效支撐之寬度 b_E 為等效支撐長度 L_g 的一半，故等效支撐之勁度 $K_g = A_g E / L_g = b_E t_g E / L_g = (0.5 L_g) t_g E / L_g = 0.5 t_g E$ ，若將此等效支撐之勁度 K_g ，乘上由 M8 位移計所量測之等效支撐軸變形，可得到由勁度求得之等效支撐軸力 F_{gk} 。如圖 3.50(a)、(b)、(c)、(d)即為試體一、三、四、五之等效支撐軸力比較，其中 F_{gm} 為由(2.52)式所求得之等效支撐軸力，而 F_{gk} 則為由勁度求得之等效支撐軸力，且由圖可知，各試體之等效支撐軸力在位移角 $\alpha = \pm 0.01$ 弧度內都有不錯的準確度，但位移角愈大時，誤差即愈大，此乃因為 M8 位移計易受梁、柱撓曲、扭轉變形影響所致。若將各試體於位移角 $\alpha = \pm 0.01$ 弧度內，對 F_{gm} 與 F_{gk} 之比較作如圖 3.51，可發現僅第一組試體可由比較方法去作等效支撐勁度之預測，其餘幾組試體可能由於梁、柱在多次使用下產生的殘餘變形、撓曲、扭轉等因素，致使位移計 M8 讀數受影響，使得等效支撐之勁度較無法預測。

第四章 有限元素分析

4.1 前言

本章使用 Hibbit, Karlsson and Sorensen 公司所研發的 ABAQUS 有限元素分析程式(2003)，進行結構試體非線性有限元素分析，評估有限元素分析的可靠性，並進一步探討挫屈束制消能支撐之接合板，在受到梁柱效應下接合板邊緣之應力分佈及驗證由。4.2 節為試體有限元素模型建立，4.3 節為有限元素分析結果。

4.2 試體有限元素模型建立

為了與試驗結果比較，分析模型採用與試驗試體相同之梁、柱尺寸、挫屈束制消能支撐 (圖 2.31~圖 2.33)及接合板尺寸(圖 2.36、圖 2.42、圖 2.48)，來進行有限元素之模擬，而有關於分析模型之建立、材料性質與接觸性質的細節及特性，詳述如下。

4.2.1 結構模型

模型採用二維結構元素進行模擬，其中挫屈束制消能支撐核心單元，採用 2 個節點的桁架元素(T3D2)，每個節點含 1 個軸位移自由度，而其餘之梁、柱、接合板、消能支撐端板單元皆採用 4 個節點的殼元素(S4R)，每個節點有 3 個位移及 3 個轉角自由度。圖 4.1 為整體構架模型圖，圖中梁、柱、接合板、消能支撐端板模型網格採用 50×50 mm 之正方平面網格，且為了模擬消能支撐因含圍束而不挫屈之特性，故僅予以消能支撐核心單一網格，即若整段消能支撐之降伏長度為 L_{yb} ，則此降伏段之網格即為一長 L_{yb} 之線網格，以此簡化方式模擬消能支撐，可避免模擬圍束、接觸性質等複雜問題，更可確保在構架反覆載重下，消能支撐核心單元皆不會有挫屈行為產生，另為了符合實際試驗試體之邊界條件，試體由圖 4.1 中右端梁柱接頭進行位移控制，且於梁上側向支撐處限制其 y 方向之面外變形，且底座為固定端。本研究共含一組空構架試體(圖 4.2)及五消能支撐構架試體(試體一~試體五)，圖 4.3 及圖 4.4 所示為試體一及試體二分析模型中之單接合板，圖 4.5 及圖 4.6 所示為試體三及試體四分析模型中之雙接合板，唯試體一、三有含側邊加勁板，試體二、四不含側邊加勁板，圖 4.7 為試體五分析模型中之雙接合板。由圖 4.8~圖 4.7 所示，為試體一至試體五之挫屈模態，其中試體一至試體四為面外挫屈，試體五為面內挫屈，在模型分析前導入試體挫屈模態之初始面外變形為挫屈長度

的 1/1000(Initial Imperfection)為 1mm，而本研究有限元素分析模擬試體於反覆載重下之力學行為。

4.2.2 材料性質

輸入模型之材料性質乃根據材料之強度試驗結果，分析模型之構材主要為鋼材材料性質，鋼材之降伏強度採用鋼材拉力試驗之值，如表 2.9 所示，且鋼材之彈性模數 E_s 採用 203000 MPa，波松比為 0.3，並使用應變硬化參數，其中包含等向硬化參數(Isotropic Hardening)及走動硬化參數(Kinematic Hardening)，表 4.1 為核心單元 A572 Gr.50 鋼材之 ABAQUS 硬化參數輸入指令。

4.3 有限元素分析結果

本研究有限元素分析主要模擬六組已進行反覆載重試驗之試體，其包含空構架及試體一~五之消能支撐構架，圖 4.13 (a)所示為空構架千斤頂軸力與位移關係圖，由圖可知實驗與分析之梁、柱整體反應相當接近，而本節之主要目的為分析試體一~五消能支撐構架中之接合板試體，並藉由有限元素分析於反覆載重下所得之分析結果與實驗結果進行比較，進而與第二章提出之理論作驗證。

4.3.1 試體一分析結果

1. 整體反應

圖 4.13 (b)為試體一千斤頂軸力與位移關係圖，圖中拉壓之第一個打折點皆為消能支撐核心單元全斷面降伏，相對於層間側位移角 $\alpha=\pm 0.0036$ 弧度時，而拉壓之第二個打折點則為構架降伏，相對於層間側位移角 $\alpha=\pm 0.01$ 弧度時，並可整理出實驗與分析在每階段層間側位移角下之各試體千斤頂軸力差值比例，如表 4.2 (a)所示，由表中可進一步看出，試體一千斤頂軸力之實驗與分析值誤差範圍均在 10% 之內，並且利用線性迴歸求得實驗與分析之彈性勁度(表 4.3)，誤差僅 6%，最後為各層間側位移角下遲滯能量的比較(圖 4.14 (a))，由表 4.4 可知，誤差值皆在 10% 以內，綜合上述可知，有限元素模型在與試驗構架整體反應比對下，皆有相當不錯的準確度。而圖 4.15(a)及圖 4.16(a)所示則為試體一消能支撐側力與層間位移角關係及消能支撐軸力與軸位移關係，由於分析模型中，消能支撐核心為一桁架桿件，其無論在拉與壓方向皆是對稱的，但實際消能支撐中會因圍束效應，使得斜撐壓力稍大於拉力，故分析於此部份只能準確模擬消能支撐受拉部份，受壓部份

則會稍微低估，而實際消能支撐在軸向伸長及縮短量上的表現並無法如分析之桁架那麼地對稱，由於消能支撐受壓時易產生面外變形使得量測到的軸向變形較消能支撐受壓時小，且此組消能支撐試體之圍束桿件有滑落之現象，造成原本量測之 M4、M5、M6、M7 位移計彈開(圖 2.52)，故改以 M2、M3 取代軸向變形之讀取，不過 M2、M3 也因為架設位移計用之魚眼桿過長，本身自重太大使得魚眼桿有向下彎曲之趨勢，此亦為造成消能支撐壓力側之軸向縮短量讀數變小的因素之一。

2. 等效支撐軸力

由第二章之理論推導可知，(2.37)及(2.52)式皆可求出等效支撐之軸力，為了證明(2.37)式確實可簡化成(2.52)式，故首需找出梁剪力 V_b 及柱剪力 V_c ，如圖 4.17(a)、(b)為梁、左柱之剪應變，並沿腹板積分得各層間側位移角下之梁、柱剪力(圖 4.18(a)、(b))，由圖可知，實驗與分析之梁、左柱剪力皆十分接近。再來為讀取試體一分析模型上之消能支撐軸力 P_{BRB} ，及梁軸力 P_b 及柱軸力 P_c (圖 4.18(c)、(d)、(e))，其中試驗之消能支撐軸力 P_{BRB} 可由千斤頂軸力扣去空構架柱剪力後再作角度轉換求得，且由水平力平衡關係可將千斤頂軸力扣去單柱之柱剪力可得梁軸力 P_B ，由垂直力平衡關係可知，柱軸力可由梁剪力與斜撐之垂直分力相加而得。而分析之消能支撐軸力 P_{BRB} 為直接讀取模型中桁架桿件之軸力，梁軸力 P_B 及柱軸力 P_C 則為讀取反曲點之平均軸向應力，再乘以全斷面積所求得。將試驗及分析模型中之 V_b 、 V_c 、 P_b 、 P_c 、 P_{BRB} 代入(2.37)及(2.52)式算出等效支撐軸力 F_g 及 F_{gm} (圖 4.18(f))，而圖 4.18(g)中 TEST 即指由試驗所得之梁、柱剪力(圖 4.18(a)、(b)中虛線)，代入(2.52)式所求得之等效支撐軸力。然而於有限元素分析模型中，可以直接去讀取接合板與梁、柱交界面之正向應力及剪應力，圖 4.19 為試體一接合板之正向應力及剪應力分佈圖，將接合板與梁界面之正向應力及剪應力，沿接合板斷面積分求得交界面上之正向力 N 及剪力 Q (4.20 (a)、(b))，此時 N 及 Q 為綜合斜撐及構架反應下的合力，因此尚需扣掉斜撐軸力 P_{BRB} 透過均佈力法((2.36)式)所分配至交界面上之正向力 N_b 及剪力 Q_b (4.20 (c)、(d))，方可求得構架所造成交界面上之正向力 N_g 及剪力 Q_g (4.20 (e)、(f))，再將 N_g 及 Q_g 之平方和開根號得等效支撐軸力 F_g ，圖 4.18 (g)中藍色虛線 ABAQUS 即為以此方法求得之等效支撐軸力，由圖 4.18 (h)所示為以試驗所得之 F_g 為基準，比較試驗所得 F_{gm} 與分析所得 F_g 及 F_{gm} 之間的差異，所除出來之比值，如圖可見彼此間誤差最大不會超過 10%，尤可見斜撐、梁、柱

之軸力確實是可忽略的，而實驗及分析所求得之等效支撐軸力，亦非常相近，故此亦可驗證等效支撐軸力理論式亦是準確可行的。

3. 接合板邊緣之應力分佈

圖 2.22 為由理論假設接合板邊緣之應力分佈，其包含構架及斜撐所貢獻之應力，而圖 4.21 為實驗與分析中，接合板與梁交界面處之正向應變及剪應變，圖中實驗與分析之剪應變有相當不錯的準確度，唯實驗之正向應變變化較複雜，較無法由分析去準確模擬。圖 4.23 (a) 為分析模型中接合板與梁界面在層間側位移角 $\alpha=0.01$ 弧度時之正向應力分佈，圖中 σ 為直接由模型讀取之正向應力值， σ_f 則為扣去斜撐軸力分配至接合板與梁界面上之均佈正向應力後，純構架開合效應影響下之正向應力分佈，圖 4.23 (b) 為將分析所得之正向應力作正規化之結果，圖中藍色虛線即為由圖 2.22 所假設構架梁柱效應下之正向應力分佈，且由圖可知理論假設與分析所得之應力分佈趨勢相近，圖 4.23 (c) 為分析模型中接合板與梁界面在層間側位移角 $\alpha=0.01$ 弧度時之剪應力分佈，圖中 τ 為直接由模型讀取之剪應力值， τ_f 則為扣去斜撐軸力分配至接合板與梁界面上之均佈剪應力後，純構架開合效應影響下之剪應力分佈，圖 4.23 (d) 為將分析所得之剪應力作正規化之結果，圖中藍色虛線即為由圖 2.22 所假設構架梁柱效應下之剪應力分佈，且由圖可知理論假設與分析所得之應力分佈趨勢相近。同理，若將接合板與柱界面之應力繪如圖 4.24，亦可發現理論假設與分析所得之應力分佈趨勢相近。

4.3.2 試體二分析結果

1. 整體反應

圖 4.13 (c) 為試體二千斤頂軸力與位移關係圖，由分析所得拉壓之第一個打折點皆為消能支撐核心單元全斷面降伏，相對於層間側位移角 $\alpha=\pm 0.0036$ 弧度時，唯試驗一與試驗二使用同一支消能支撐試體，故在第二次試驗前，消能支撐本身已存在殘餘之伸長量，而殘餘伸長量配上消能支撐應變硬化行為，將導致消能支撐受拉降伏強度提高，受壓降伏強度降低，如圖 4.13 (c) 中實驗值(虛線)在消能支撐受壓時要比分析提早降伏，所幸此現象，會因消能支撐降伏愈嚴重而消滅，因為當消能支撐應變硬化至後期時，無論有無殘餘變形之影響，皆會達到材料本身之應變硬化極限，而實驗與分析所得之挫屈時機接近，大約是在位移角 $\alpha=-0.005\sim-0.006$ 弧度時，並可整理出實驗與分析在每階段層間側位移角下之各試

體千斤頂軸力差值比例，如表 4.2 (b)所示，由表中可進一步看出，當千斤頂往正方向推時，實驗與分析值誤差都不超過 14%，唯因為消能支撐殘餘變形的影響，使得實驗與分析在負方向誤差達 50%，但隨著消能支撐應變硬化愈嚴重，殘餘變形的影響與誤差也有緩和下來之趨勢，並且利用線性迴歸求得實驗與分析之彈性勁度(表 4.3)，誤差為 13%，最後為各層間側位移角下遲滯能量的比較，由表 4.4 (b)可知，誤差在位移角 $\alpha=\pm 0.006$ 時為 17%，但到了位移角 $\alpha=\pm 0.01$ 時則已降為 7%。而圖 4.15(b)及圖 4.16(b)所示則為試體二消能支撐側力與層間位移角關係及消能支撐軸力與軸位移關係，由圖可明顯發現試驗中消能支撐受壓側降伏點之壓力值，皆低於受拉側降伏點之拉力值，唯分析模型中，消能支撐無殘餘變形，所以在拉與壓方向皆是對稱的，所以剛開始會誤差較大，但隨著實驗與分析中消能支撐應變硬化後，誤差即愈來愈小，最後在位移角 $\alpha=-0.006$ 時，試驗與分析皆發生挫屈，此時消能支撐軸壓力為約 700 kN。

4.3.3 試體三分析結果

1. 整體反應

圖 4.13 (d)為試體三千斤頂軸力與位移關係圖，圖中拉壓之第一個打折點皆為消能支撐核心單元全斷面降伏，相對於層間側位移角 $\alpha=\pm 0.0036$ 弧度時，而拉壓之第二個打折點則為構架降伏，相對於層間側位移角 $\alpha=\pm 0.01$ 弧度時，並可整理出實驗與分析在每階段層間側位移角下之各試體千斤頂軸力差值比例，如表 4.2 (c)所示，由表中可進一步看出，試體三千斤頂軸力之實驗與分析值誤差範圍均在 15%之內，並且利用線性迴歸求得實驗與分析之彈性勁度(表 4.3)，誤差為 9%，最後為各層間側位移角下遲滯能量的比較，由表 4.4 可知，誤差值皆在 6%以內，綜合上述可知，試體三之有限元素模型在與試驗構架整體反應比對下，皆有相當不錯的準確度。而圖 4.15(c)及圖 4.16(c)所示則為試體三消能支撐側力與層間位移角關係及消能支撐軸力與軸位移關係，由於分析模型中，消能支撐核心為一桁架桿件，其無論在拉與壓方向皆是對稱的，但實際消能支撐中會因圍束效應，使得斜撐壓力稍大於拉力，故分析於此部份只能準確模擬消能支撐受拉部份，受壓部份則會稍微低估，又實際消能支撐在軸向伸長及縮短量上的表現並無法如分析之桁架那麼地對稱，且圖 4.16(c)中在消能支撐受壓時，由於 M6、M7 位移計在位移角 $\alpha=-0.02$ 弧度時達位移計量測極限，造成位移計讀數值無法增加，故實際上消能支撐之軸

向縮短量應該再更大一些。

2. 等效支撐軸力

為了驗證在計算等效支撐軸力時，(2.37)式確實可簡化成(2.52)式，故首先找出梁剪力 V_b 及柱剪力 V_c ，如圖 4.26 (a)、(b)為梁、左柱之剪應變，並沿腹板積分得各層間側位移角下之梁、柱剪力(圖 4.27 (a)、(b))，由圖可知，實驗與分析之梁、左柱剪力皆十分接近。再來為讀取試體三試驗及分析模型上之消能支撐軸力 P_{BRB} ，及梁軸力 P_b 及柱軸力 P_c (圖 4.28 (c)、(d)、(e))，其中試驗之消能支撐軸力 P_{BRB} 可由千斤頂軸力扣去空構架柱剪力後再作角度轉換求得，且由水平力平衡關係可將千斤頂軸力扣去單柱之柱剪力可得梁軸力 P_B ，由垂直力平衡關係可知，柱軸力可由梁剪力與斜撐之垂直分力相加而得。而分析之消能支撐軸力 P_{BRB} 為直接讀取模型中桁架桿件之軸力，梁軸力 P_B 及柱軸力 P_C 則為讀取反曲點之平均軸向應力，再乘以全斷面積所求得。將試驗及分析模型中之 V_b 、 V_c 、 P_b 、 P_c 、 P_{BRB} 代入(2.37)及(2.52)式算出等效支撐軸力 F_g 及 F_{gm} (圖 4.27(f))，而圖 4.27(g)中 TEST 即指由試驗所得之梁、柱剪力(圖 4.27 (a)、(b)中虛線)，代入(2.52)式所求得之等效支撐軸力。然而於有限元素分析模型中，可以直接去讀取接合板與梁、柱交界面之正向應力及剪應力，圖 4.28 為試體三接合板之正向應力及剪應力分佈圖，將接合板與梁界面之正向應力及剪應力，並仿照試體一所述之方法(圖 4.29)之方法，由分析模型求得等效支撐軸力 F_g ，圖 4.27 (g)中藍色虛線 ABAQUS 即為以此方法求得之等效支撐軸力，並由圖 4.27 (h)中各等效支撐軸力比值之比較中可發現，試驗與分析所求得之 F_g 與 F_{gm} 間，最大誤差不超過 17%，故無論是以(2.37)或(2.52)之理論式，或實驗及分析所求得之等效支撐軸力，皆可得到相近的結果，此亦可驗證等效支撐軸力理論式之準確及可行性。

3. 接合板邊緣之應力分佈

圖 2.22 為由理論假設接合板邊緣之應力分佈，其包含構架及斜撐所貢獻之應力，而圖 4.30 為實驗與分析中，接合板與梁交介面處之正向應變及剪應變，圖中實驗與分析之正向應變趨式相近，而剪應變在負方向之模擬較接近。圖 4.32 (a)為分析模型中接合板與梁介面在層間側位移角 $\alpha = -0.01$ 弧度時之正向應力分佈，圖中 σ 為直接由模型讀取之正向應力值， σ_f 則為扣去斜撐軸力分配至接合板與梁界面上之均佈正向應力後，純構架開合效應影響下之正向應力分佈，圖 4.32 (b)為將分析所

得之正向應力作正規化之結果，圖中藍色虛線即為由圖 2.22 所假設構架梁柱效應下之正向應力分佈，且由圖可知理論假設與分析所得之應力分佈趨勢相近，圖 4.32 (c)為分析模型中接合板與梁介面在層間側位移角 $\alpha=-0.01$ 弧度時之剪應力分佈，圖中 τ 為直接由模型讀取之剪應力值， τ_f 則為扣去斜撐軸力分配至接合板與梁界面上之均佈剪應力後，純構架開合效應影響下之剪應力分佈，圖 4.32 (d)為將分析所得之剪應力作正規化之結果，圖中藍色虛線即為由圖 2.22 所假設構架梁柱效應下之剪應力分佈，且由圖可知理論假設與分析所得之應力分佈趨勢相近。同理，若將接合板與柱界面之應力繪如圖 4.33，亦可發現理論假設與分析所得之應力分佈趨勢相近。

4.3.4 試體四分析結果

1. 整體反應

圖 4.13 (e)為試體四千斤頂軸力與位移關係圖，由分析所得拉壓之第一個打折點皆為消能支撐核心單元全斷面降伏，相對於層間側位移角 $\alpha=\pm 0.0036$ 弧度時，唯試驗三與試驗四使用同一支消能支撐試體，故在試體四試驗前，消能支撐本身已存在殘餘變形，造成圖中實驗值(虛線)在消能支撐受壓時要比分析提早降伏，圖中拉壓之第二個打折點為構架降伏，相對於層間側位移角 $\alpha=\pm 0.01$ 弧度時，並可整理出實驗與分析在每階段層間側位移角下之各試體千斤頂軸力差值比例，如表 4.2 (d)所示，由表中可進一步看出，試體四千斤頂軸力之實驗與分析值之誤差，在位移角 $\alpha=-0.0036$ 弧度時，高達 71%之多，但隨著實驗與分析消能支撐應變硬化後，此誤差便逐漸減小，在位移角 $\alpha=\pm 0.015$ 及 ± 0.02 弧度時，誤差更降至 10%以內，並且利用線性迴歸求得實驗與分析之彈性勁度(表 4.3)，誤差為 17%，最後為各層間側位移角下遲滯能量的比較，由表 4.4 (d)可知，除了在位移角 $\alpha=\pm 0.005$ 前，誤差值達 20%以外，之後的誤差皆不超過 5%，綜合上述可知，試體四之有限元素模型在與試驗構架整體反應比對下，除了剛開始因消能支撐殘餘變形而有差異外，皆有相當不錯的準確度。而圖 4.15(d)及圖 4.16(d)所示則為試體四消能支撐側力與層間側位移角關係及消能支撐軸力與軸位移關係，同樣地，除了在位移角 $\alpha=\pm 0.005$ 前，實驗於壓力側有提早降伏之現象，各階段之軸拉力極值皆有對準。

2. 等效支撐軸力

為了證明(2.37)式確實可簡化成(2.52)式，故需找出梁剪力 V_b 及柱剪力 V_c ，如圖 4.34(a)、(b)為梁、左柱之剪應變，並沿腹板積分得各層間側位移角下之梁、柱剪力(圖 4.35(a)、(b))，由圖可知，實驗與分析之梁、左柱剪力皆十分接近。再來為讀取試體四分析模型上之消能支撐軸力 P_{BRB} ，及梁軸力 P_b 及柱軸力 P_c (圖 4.35(c)、(d)、(e))，其中試驗之消能支撐軸力 P_{BRB} 可由千斤頂軸力扣去空構架柱剪力後再作角度轉換求得，且由水平力平衡關係可將千斤頂軸力扣去單柱之柱剪力可得梁軸力 P_B ，由垂直力平衡關係可知，柱軸力可由梁剪力與斜撐之垂直分力相加而得。而分析之消能支撐軸力 P_{BRB} 為直接讀取模型中桁架桿件之軸力，梁軸力 P_B 及柱軸力 P_C 則為讀取反曲點之平均軸向應力，再乘以全斷面積所求得。將試驗及分析模型中之 V_b 、 V_c 、 P_b 、 P_c 、 P_{BRB} 代入(2.37)及(2.52)式算出等效支撐軸力 F_g 及 F_{gm} (圖 4.35 (f))，而圖 4.35 (f)中 TEST 即指由試驗所得之梁、柱剪力(圖 4.35 (a)、(b)中虛線)，代入(2.52)式所求得之等效支撐軸力。然而於有限元素分析模型中，可以直接去讀取接合板與梁、柱交界面之正向應力及剪應力，圖 4.36 為試體四接合板之正向應力及剪應力在位移角 $\alpha=0.01$ 弧度時之分佈圖，將接合板與梁界面之正向應力及剪應力，並仿照 4.20 之做法，由分析模型求得等效支撐軸力 $F_{g,aba}$ ，圖 4.35 (g)中藍色虛線 ABAQUS 即為以此方法求得之等效支撐軸力，由圖 4.35 (h)中各等效支撐軸力比值之比較中可發現，由試驗及分析所求得之 F_g 與 F_{gm} 間，最大誤差不超過 17%，故無論是以(2.37)或(2.52)之理論式，或實驗及分析所求得之等效支撐軸力，皆可得到相近的結果，此亦可驗證等效支撐軸力理論式之準確及可行性。

3. 接合板邊緣之應力分佈

圖 2.22 為由理論假設接合板邊緣之應力分佈，其包含構架及斜撐所貢獻之應力，而圖 4.38 為實驗與分析中，接合板與梁交介面處之正向應變及剪應變，圖中實驗與分析之剪應變有相當不錯的準確度。圖 4.40(a)為分析模型中接合板與梁介面在層間側位移角 $\alpha=0.01$ 弧度時之正向應力分佈，圖中 σ 為直接由模型讀取之正向應力值， σ_f 則為扣去斜撐軸力分配至接合板與梁界面上之均佈正向應力後，純構架開合效應影響下之正向應力分佈，圖 4.40 (b)為將分析所得之正向應力作正規化之結果，圖中藍色虛線即為由圖 2.22 所假設構架梁柱效應下之正向應力分佈，且由圖可知理論假設與分析所得之應力分佈趨勢相近，圖 4.40 (c)為分析模型中接

合板與梁介面在層間側位移角 $\alpha=-0.01$ 弧度時之剪應力分佈，圖中 τ 為直接由模型讀取之剪應力值， τ_f 則為扣去斜撐軸力分配至接合板與梁界面上之均佈剪應力後，純構架開合效應影響下之剪應力分佈，圖 4.40 (d)為將分析所得之剪應力作正規化之結果，圖中藍色虛線即為由圖 2.22 所假設構架梁柱效應下之剪應力分佈，且由圖可知理論假設與分析所得之應力分佈趨勢相近。同理，若將接合板與柱界面之應力繪如圖 4.41，亦可發現理論假設與分析所得之應力分佈趨勢相近。

4.3.5 試體五分析結果

1. 整體反應

圖 4.13 (f)為試體五千斤頂軸力與位移關係圖，圖中拉壓之第一個打折點皆為消能支撐核心單元全斷面降伏，相對於層間側位移角 $\alpha=\pm 0.0036$ 弧度時，而拉壓之第二個打折點則為構架降伏，相對於層間側位移角 $\alpha=\pm 0.01$ 弧度時，稍有不同的是，分析模型在進行位移角 $\alpha=0.025$ 弧度時，梁腹板有面外挫屈現象(圖 4.42)，使得分析之千斤頂軸力在位移角 $\alpha=0.025$ 弧度時有往下掉之現象，並可整理出實驗與分析在每階段層間側位移角下之各試體千斤頂軸力差值比例，如表 4.2 (e)所示，由表中可進一步看出，試體五千斤頂軸力之實驗與分析值誤差範圍均在 15%之內，並且利用線性迴歸求得實驗與分析之彈性勁度(表 4.3)，誤差為 9%，最後為各層間側位移角下遲滯能量的比較，由表 4.4 可知，誤差值皆在 5%以內，綜合上述可知，試體五之有限元素模型在與試驗構架整體反應比對下，皆有相當不錯的準確度。而圖 4.15(e)及圖 4.16(e)所示則為試體五消能支撐側力與層間位移角關係及消能支撐軸力與軸位移關係，同前幾組之試體分析，因無模擬圍束效應，故消能支撐受壓部份會稍微低估，除此之外，消能支撐實驗與分析之整體反應皆相當穩合。

2. 等效支撐軸力

為了證明(2.37)式確實可簡化成(2.52)式，故需找出梁剪力 V_b 及柱剪力 V_c ，如圖 4.43 (a)、(b)為梁、左柱之剪應變，並沿腹板積分得各層間側位移角下之梁、柱剪力(圖 4.44 (a)、(b))，由圖可知，實驗與分析之梁、左柱剪力皆十分接近。再來為讀取試體五試驗及分析模型上之消能支撐軸力 P_{BRB} ，及梁軸力 P_b 及柱軸力 P_c (圖

4.44 (c)、(d)、(e))，其中試驗之消能支撐軸力 P_{BRB} 可由千斤頂軸力扣去空構架柱剪力後再作角度轉換求得，且由水平力平衡關係可將千斤頂軸力扣去單柱之柱剪力可得梁軸力 P_B ，由垂直力平衡關係可知，柱軸力可由梁剪力與斜撐之垂直分力相加而得。而分析之消能支撐軸力 P_{BRB} 為直接讀取模型中桁架桿件之軸力，梁軸力 P_B 及柱軸力 P_C 則為讀取反曲點之平均軸向應力，再乘以全斷面積所求得。將分析模型中之 V_b 、 V_c 、 P_b 、 P_c 、 P_{BRB} 代入(2.37)及(2.52)式算出等效支撐軸力 F_g 及 F_{gm} (圖 4.44 (f))，而圖 4.44 (f) 中 TEST 即指由試驗所得之梁、柱剪力(圖 4.44 (a)、(b) 中虛線)，代入(2.52)式所求得之等效支撐軸力。然而於有限元素分析模型中，可以直接去讀取接合板與梁、柱交界面之正向應力及剪應力，圖 4.45 為試體四接合板之正向應力及剪應力分佈圖，將接合板與梁界面之正向應力及剪應力，並仿照 4.20 之方法，由分析模型求得等效支撐軸力 F_g ，圖 4.44 (g) 中藍色虛線 ABAQUS 即為以此方法求得之等效支撐軸力，最後由圖 4.44 (h) 中，試驗及分析所得之 F_g 與 F_{gm} 間，誤差最大不超過 18%，故無論是以(2.37)或(2.52)之理論式，或實驗及分析所求得之等效支撐軸力，皆可做到合理之預測，驗證了等效支撐軸力理論式之準確及可行性。

3. 接合板邊緣之應力分佈

圖 2.22 為由理論假設接合板邊緣之應力分佈，其包含構架及斜撐所貢獻之應力，而圖 4.47 為實驗與分析中，接合板與梁交介面處之正向應變及剪應變，圖中實驗與分析之剪應變有相當不錯的準確度。圖 4.49(a) 為分析模型中接合板與梁介面在層間側位移角 $\alpha = -0.01$ 弧度時之正向應力分佈，圖中 σ 為直接由模型讀取之正向應力值， σ_f 則為扣去斜撐軸力分配至接合板與梁界面上之均佈正向應力後，純構架開合效應影響下之正向應力分佈，圖 4.49 (b) 為將分析所得之正向應力作正規化之結果，圖中藍色虛線即為由圖 2.22 所假設構架梁柱效應下之正向應力分佈，且由圖可知理論假設與分析所得之應力分佈趨勢相近，圖 4.49 (c) 為分析模型中接合板與梁介面在層間側位移角 $\alpha = -0.01$ 弧度時之剪應力分佈，圖中 τ 為直接由模型讀取之剪應力值， τ_f 則為扣去斜撐軸力分配至接合板與梁界面上之均佈剪應力後，純構架開合效應影響下之剪應力分佈，圖 4.49 (d) 為將分析所得之剪應力作正規化之結果，圖中藍色虛線即為由圖 2.22 所假設構架梁柱效應下之剪應力分佈，且由圖可知理論假設與分析所得之應力分佈趨勢相近。同理，若將接合板與柱界面之

應力繪如圖 4.50，亦可發現理論假設與分析所得之應力分佈趨勢相近。最後，將試體一、三、四、五接合板與梁、柱界面之應力分佈繪如圖 4.51、圖 4.52，可總結出，理論所假設之應力分佈確實是成立的。

4.3.6 不同尺寸下接合板之應力分佈

本節主要目的為探討在改變接合板尺寸下，接合板與梁、柱交界面之正向應力、剪應力分佈是否會有所差異，為測試純構架梁柱效應下接合板邊緣之應力分佈，故依圖 4.53 之模型去更改接合板尺寸，如圖 4.54 (a)、(b)、(c)為三種不同尺寸之接合板，且定義接合板與梁接距離為 a ，接合板與柱接距離為 b ，更改 a 及 b 之參數，以求得構架梁柱效應對不同接合板尺寸之影響，分析結果如圖 4.55 所示，圖 4.55(a)、(b)為三種不同尺寸之接合板，沿接合板與梁交界面所讀取之正向應力及剪應力值，而圖 4.55(c)、(d)則為將此三組接合板之正向應力及剪應力正規化後所得之結果，並由圖 2.22 理論所假設之應力分佈繪於圖 4.55(c)、(d)中(藍色虛線)，由圖可知，三種不同尺寸之接合板，皆與理論所假設之應力分佈相當穩合，故也進一步驗證由圖 2.22 理論所假設之應力分佈是可行的。

第五章 結論與建議

5.1 結論

本研究共試驗五組挫屈束制消能支撐構架，其中試體一及試體二為研究側邊加勁板在單接合板端部之影響，試體三及試體四為研究側邊加勁板在雙接合板端部之影響，試體一及三為研究單、雙接合板之影響，試體四及五為研究雙接合板擺放為置之影響，而各試體差異如 2.4.3 節所述。試體一~五中，除了試體二接合板在位移角 $\alpha=0.063$ 弧度時發生挫屈外，其於四組接合板試體於試驗後其行為皆良好。此外，本研究針對各試體之試驗結果，以探討及分析接合板在受到構架開合效應下之力學行為及破壞模式，並配合有限元素軟體 ABAQUS 對各組試驗試體進行分析模擬，以驗證由第二章提出之接合板設計方法。

根據本研究之試驗結果與以有限元素分析，可歸納出以下幾點結論：

1. 利用本研究所提出之等效支撐模型，確實可以有效地去預測接合板在受到構架開合及斜撐軸力下之受力。且本研究提出一套新的接合板設計理論，以檢核接合板端部應力極值作為新的設計準則。
2. 構架開合對接合板所造成的力量，實為由梁剪力及柱剪力所組成之函數，且此構架開合的力量，其值與斜撐軸力近似。
3. 本研究所提出接合板與梁、柱界面之應力分佈乃由有限元素軟體(ABAQUS)分析所得，且由試體三及四之試驗結果比較可知，側邊加勁板確實可降低接合板端部之正向應力，而對於剪應力則影響則甚小可乎略，因此往後之側邊加勁板設計方式及可參考 2.3.3 節所介紹之設計方式去決定所需之側邊加勁尺寸。
4. 由試驗及分析可知，單接合板所承受之構架效應較雙接合板要來得高，此乃由於單接合板與梁、柱腹板處於同一平面，力量傳遞效果良好；而雙接合板為透過梁、柱翼板將力量傳遞至梁、柱腹板上，故梁、柱翼板的撓曲難免會影響雙接合板所受到之構架效應。
5. 以往之接合板設計，僅考量斜撐之影響，並未考慮構架開合效應造成之影響，因此完全無法去估計接合板端部實際之應力大小，而由本試驗研究及有限元素軟體 ABAQUS 分析可知，由第二章中所提出之等效支撐模型，確實可應用至本試驗消能支撐構架中，來計算接合板在受構架梁柱開合效應下之力量，及接合板與梁、柱交界面之應力分佈，進而作接合板之設計。

5.2 建議

1. 由試體二之試驗結果可知，由 AISC-LRFD(2005)提供之方法，以 K 值為 1.2 代入(2.2)式挫屈強度應有-900 kN，而試驗僅於-693 kN 時即發生挫屈，因此本研究建議在接合板挫屈強度之計算上，需以 K 值為 2.0 代入(2.2)式去作設計，方可得到較準確亦保守之接合板尺寸。
2. 由於試驗所需成本龐大，故本試驗之五組消能支撐構架試體，所用的梁、柱尺寸均相同，而未來應可朝改變梁、柱尺寸，甚至不同接合板、斜撐尺寸、接合方式去作有限元素軟體 ABAQUS 之參數研究，以驗證由第二章所提出之等效支撐模型，是否可以模擬接合板在任意構架尺寸之受力。



參考文獻

1. ABAQUS (2006). “ABAQUS Analysis User’s Manual”. ABAQUS Inc., Version 6.6.
2. AISC (2005). “Seismic provisions for structural steel buildings”. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
3. AISC (2005). “Manual of steel construction load and resistance factor design”. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
4. Aiken, I.D., Mahin, S.A. and Uriz, P. (2002). “Large-scale testing of buckling-restrained braced frames”. *Proceedings*, Japan Passive Control Symposium, 35-44, Tokyo Institute of Technology, Japan.
5. Astaneh-Asl A. (1998). “Seismic behavior and design of gusset plates”. Structural Steel Educational Council..
6. Chen SY. (2008). “Seismic tests and finite element analyses of buckling-restrained braces with a replaceable core plate”. Thesis advisor: Chou CC. National Chiao Tung University, Hsinchu, Taiwan; [in Chinese].
7. Chou CC, Chen SY. (2009). “Subassemblage tests and finite element analyses of sandwiched buckling-restrained braces with a replaceable core”. In: 6th international conference for behavior of steel structures in seismic area (STESSA).
8. Chou CC, Chen PJ. (2008). “Compressive behavior of central gusset plate connections for a buckling-restrained braced frame”. *J. Construct. Steel Res.*, 3(1) 4 11.
9. FEMA 350. (2000). “*NEHRP Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings*”. Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (FEMA Publication No. 350)
10. Gross, J.L., (1990). “Experimental Study of Gusseted Connections,” *Engineering Journal*, Vol. 27, No. 3, (3rd Qtr.), pp.89-97, AISC, Chicago, IL
11. Kasai et. al. (2008). “Results of Recent E-Defense Tests on Full-Scale Steel Buildings, Part 3-Experiments on Dampers and Frame Subassemblies”. *ASCE Struct. Congress*
12. Lee CH. (2002). “Seismic Design of Rib-Reinforced Steel Moment Connections based on Equivalent Strut Model”. *J.Struct. of Eng., ASCE.*, Vol. 128, No. 9, 1121-1129
13. López, W.A. and Sabelli, R. (2004). “Seismic design of buckling-restrained braced

- frames,” *Steel Tips*, Structural Steel Educational Council, Moraga, CA.
14. Sabelli R, Mahin SA, Chang C. (2003) “Seismic demands on steel braced-frame buildings with buckling-restrained braces”. *Eng Struct* 2003;25:655_66.
 15. Sheng N, Yam CH, Iu VP. (2002). “Analytical investigation and the design of the compressive strength of steel gusset plate connections”. *Journal of Constructional Steel Research* 2002;58:1473_93.
 16. Tsai, K.C., Hwang, Y.C., Weng, C.S, Shirai, T, and Nakamura, H. (2002). “Experimental Tests of Large Scale Buckling Restrained Braces and Frames.” *Proceedings, Passive Control Symposium 2002*, Tokyo Institute of Technology, Tokyo.
 17. Tsai KC, Hsiao BC. (2008). “Pseudo-dynamic tests of a full scale CFT/BRB frame- Part II: Seismic performance of buckling-restrained braces and connections”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2008;37:1099_115.
 18. Thornton, W.A., (1991). “On the Analysis and Design of Bracing Connections,” *National Steel Construction Conference Proceedings*, pp. 26.1-26.33, AISC, Chicago, IL.
 19. Whitmore, R.E. (1950). “Experimental Investigation of Stresses in Gusset Plates”. Masters Thesis, University of Tennessee Engineering Experiment Station Bulletin No. 16.
 20. Yam MCH, Sheng N, Iu VP, Cheng JJR. (1998). “Analytical study of the compressive behavior and strength of steel gusset plate connections”. *Proceedings of the CSCE 1998 Annual Conference*

表 2.1 樓層側力分配

Story	Height (m)	h_x (m)	h_x^k (m)	w_x (kN)	$w_x h_x^k$ (kN-m)	F_x (kN)	$\rho_y F_x$ (kN)
3F	3.48	10.88	10.88	862	10735.2	163	227
2F	3.48	7.4	7.4	1054	8735.16	133	184
1F	3.92	3.92	3.92	1054	4463.82	68	94
Total	10.88			2970	23934.16	364	505

表 2.2 挫屈束制消能支撐的需求與強度

Story	P (kN)	ϕP_{ny} (kN)	$DCR = \frac{P}{\phi P_{ny}}$	ω	β	$\omega\beta$	P_{ny} (kN)	T_{max} ωP_{ny} (kN)	C_{max} $\omega\beta P_{ny}$ (kN)
3F	239	310	0.77	1.43	1.15	1.6445	345	493	567
2F	406	447	0.91	1.43	1.15	1.6445	497	711	817
1F	433	487	0.89	1.43	1.15	1.6445	541	774	890

(Note : $\phi = 0.9$)

表 2.3 設計層間側位移角

Story	Story Height h_{sx} (m)	Elastic Story Drift Δ_{xe} (m)	Story Drift $\Delta = \Delta_M$ (m)	Interstory Drift Ratio θ_x (%)	Drift Ratio θ_M (%)	Allowable Drift Ratio θ_a (%)
3F	3.48	0.0084	0.0420	0.24	1.20	2.00
2F	3.48	0.0098	0.0490	0.28	1.40	2.00
1F	3.92	0.0093	0.0465	0.24	1.20	2.00

表 2.4 挫屈束制消能支撐軸向變形

Story	A_y (mm^2)	P_{bx} (kN)	L_{ysc} (m)	Δ_{bx} (m)	Δ_{bm} (m)	$2.0\Delta_{bm}$ (m)	ϵ_{BRB} (%)
3F	1000	172	4.0	0.0034	0.0170	0.034	0.85
2F	1440	292	4.0	0.0040	0.0200	0.040	1.00
1F	1568	312	4.2	0.0041	0.0205	0.041	0.98

表 2.5 彈性與極限下梁、柱之軸力彎矩互制效應

Story	Size	Flange		Web		Elastic	Ultimate
		$b_f/2t_f$	λ_{ps}	h/t_w	λ_{ps}		
3rd Beam	H305×100×7×11	4.5	7.2	44	60	0.7	0.28
2nd Beam	H350×130×7×11	5.9	7.2	51	54	0.9	0.47
1st Beam	H450×200×10×16	6.3	7.2	42	58	0.6	0.23
Column	H356×256×15×22	5.8	7.2	21	51	0.7	0.6

表 2.6 各 BRB 試體設計值
(a) Specimen dimension and weight

(a) Dimension									
Specimen no.	Core Plate			Channel and face plate (mm)	Restraining member			$I_{r,g}$ (mm ⁴)	
	b_c (mm)	t_c (mm)	L_y (mm)		$I_f/I_{r,g}$ (%)	$I_c/I_{r,g}$ (%)	$I_{con}/I_{r,g}$ (%)		
1	112	14	3832	112×85×4.5×4.5	4	40	56	28839662	
2&3	112	14	4400	112×85×4.5×4.5	4	40	56	28839662	
(b) Weight									
Specimen no.	Steel core (kg)	Side plate (kg)	Face Plate (kg)	Chanel (kg)	Concrete (kg)	Total (kg)			
1	65	45	88	78	73	349			
2	72	51	100	88	84	395			
3	76	51	100	88	84	399			

(b) Specimen Strength

Specimen No.	Core Plate			Restraining Member						Bolt		
	P_{ny} (kN)	$P_{max,d}$ (kN)	L_w (mm)	P_e	P_e/P_{ny}	M_p^g (kN-m)	$P_{max,g}/P_{ny}$	M_p^l (kN-m)	$P_{max,l}/P_{ny}$	N_b	CD	L_b/L_w
1	541	890 (1.65)	131	1812	3	75	2.9	18	8.8	44	2.8	1.24
2&3	541	890 (1.65)	131	1812	3.2	75	2.9	21	10.2	48	2.5	1.47

表 2.7 各組接合板試體之挫屈強度 ($P_{max,d} = 890$ kN)

Item	Proposed Design Method					AISC-LRFD (K=1.2)
	With Edge Stiffener (K=0.65)		Without Edge Stiffener (K=2.0)			
Specimen No.	1	3	2	4	5	2
b_e (mm)	272	353	272	353	553	272
L_c (mm)	182.74	174.34	182.74	174.34	0	182.74
P_{cr} (kN)	1048	1644	614	1544	-	900

表 2.8 各組接合板試體考慮構架開合效應之設計檢核表 (Drift = 1%)

(a) Gusset-Beam Edge

Specimen	F_{gm} (kN)	P_{BRB} (kN)	N_g (kN)	Q_g (kN)	N_b (kN)	Q_b (kN)	σ_2 (MPa)	τ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)	τ_2 (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	σ_y (MPa)
1	750	730	430	615	-267	326	157	160	-35	42	381	385
2	750	730	430	615	-267	326	279	160	-35	42	427	385
3	807	730	463	661	-267	326	150	150	-30	37	373	448
4、5	807	730	463	661	-267	326	263	150	-30	37	412	448

(b) Gusset-Column Edge

Specimen	F_{gm} (kN)	P_{BRB} (kN)	N_g (kN)	Q_g (kN)	N_c (kN)	Q_c (kN)	σ_2 (MPa)	τ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)	τ_2 (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	σ_y (MPa)
1	750	730	430	615	-211	228	180	151	-37	39	373	385
2	750	730	430	615	-211	228	311	151	-37	39	422	385
3	807	730	463	661	-211	228	150	140	-35	36	348	448
4、5	807	730	463	661	-211	228	263	140	-35	36	400	448

表 2.9 鋼材材料性質

(a) Gusset

Member	Gusset	
Thickness (mm)	8	14
F_y (MPa)	448	385
F_u (MPa)	514	525

(b) Beam and Column

Member	Beam		Column	
	Web	Flange	Web	Flange
Thickness (mm)	10	16	15	22
F_y (MPa)	380	380	350	375
F_u (MPa)	511	527	468	514

(c) BRB

Member	BRB				
	Channel	Face Plate	Core Plate		
Thickness (mm)	4.5	14	14		
Specimen No.	1~3	1~3	1	2	3
F_y (MPa)	278	390	390	375	380
F_u (MPa)	425	514	527	554	520

表 2.10 無收縮水泥砂漿抗壓強度

Size	7 Day (MPa)	21 Day (MPa)	28 Day (MPa)
5cm×5cm×5cm	37.8	52.3	53.9

表 2.11 試體試驗加載歷時

Number Of Cycle	2	2	2	2	2	2	2	2
Actuator Displacement (mm)	±3.564 mm	±7.128 mm	±14.256 mm	±19.8 mm	±39.6 mm	±59.4 mm	±79.2 mm	±99 mm
Drift Ratio (%)	0.09	0.18	0.36	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5

表 3.1 各試體整體行為表

(a) Specimen 1

Drift	0.36%		0.5%		1%		1.5%		2%	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
Total Lateral Force (kN)	701	-727	883	-861	1168	-1221	1389	-1555	1529	-1795
Lateral Force of BRB (kN)	504	-541	604	-603	625	-693	667	-789	690	-920
Axial Force of BRB (kN)	644	-691	771	-769	798	-884	851	-1006	881	-1173
V-BRB/ActF (%)	72	74	68	70	54	57	48	51	45	51
β	1.1		1.0		1.11		1.18		1.33	
γ	1.04		0.98		1.05		1.12		1.17	

(b) Specimen 2

Drift	0.36%		0.5%		1%	
	+	-	+	-	+	-
Total Lateral Force (kN)	780	-498	1021	-645	1333	-930
Lateral Force of BRB (kN)	593	-304	720	-406	756	-397
Axial Force of BRB (kN)	756	-388	919	-517	964	-506
V-BRB/ActF (%)	76	61	71	63	57	43
β	0.51		0.56		0.52	
γ	0.64		0.63		0.70	

(c) Specimen 3

Drift	0.36%		0.5%		1%		1.5%		2%	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
Total Lateral Force (kN)	619	-662	730	-823	1066	-1163	1324	-1463	1470	-1638
Lateral Force of BRB (kN)	428	-482	460	-567	534	-647	608	-708	634	-765
Axial Force of BRB (kN)	546	-614	587	-727	681	-826	776	-903	809	-976
V-BRB/ActF (%)	69	73	63	69	50	61	46	48	43	47
β	1.13		1.23		1.21		1.16		1.21	
γ	1.07		1.13		1.09		1.10		1.11	

(d) Specimen 4

Drift	0.36%		0.5%		1%		1.5%		2%	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
Total Lateral Force (kN)	619	-411	835	-526	1132	-1032	1362	-1421	1479	-1649
Lateral Force of BRB (kN)	422	-224	559	-267	589	-516	564	-564	571	-678
Axial Force of BRB (kN)	539	-286	713	-340	751	-658	719	-719	728	-865
V-BRB/ActF (%)	68	55	67	51	52	50	41	40	39	41
β	0.53		0.48		0.88		1.0		1.19	
γ	0.66		0.63		0.91		1.04		1.11	

(e) Specimen 5

Drift	0.36%		0.5%		1%		1.5%		2%	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
Total Lateral Force (kN)	623	-644	757	-783	1067	-1130	1437	-1626	1456	-1635
Lateral Force of BRB (kN)	470	-498	529	-569	610	-687	609	-719	628	-773
Axial Force of BRB (kN)	599	-636	674	-726	778	-876	776	-917	801	-986
V-BRB/ActF (%)	75	77	70	73	57	61	42	44	43	47
β	1.06		1.08		1.12		1.18		1.23	
γ	1.03		1.03		1.06		1.13		1.12	

表 3.2 各試體受力態分佈表

(a) Specimen 1

Drift	0.50%	1%	1.50%	2%
V_b (kN)	84	190	252	281
V_{c,L} (kN)	138	280	360	420
M_b (kN-m)	0.3M _{p,b}	0.7 M _{p,b}	0.95 M _{p,b}	M _{p,b}
M_{c,L} (kN-m)	0.3M _{p,c}	0.7 M _{p,c}	0.92 M _{p,c}	M _{p,c}
F_{gm} (kN)	430	920	1200	1366
P_{BRB} (kN)	771	836	900	909

(M_{y,b}=610 kN-m, M_{p,b}=703 kN-m, M_{y,c}=769 kN-m, M_{p,c}=885 kN-m)

(b) Specimen 2

Drift	0.50%	1%
V_b (kN)	120	220
V_{c,L} (kN)	136	265
M_b (kN-m)	0.4 M _{p,b}	0.84 M _{p,b}
M_{c,L} (kN-m)	0.3 M _{p,c}	0.66 M _{p,c}
F_{gm} (kN)	515	967
P_{BRB} (kN)	919	964

(c) Specimen 3

Drift	0.50%	1%	1.50%	2%
V_b (kN)	111	237	321	356
V_{c,L} (kN)	124	287	404	470
M_b (kN-m)	0.4 M _{p,b}	0.95 M _{p,b}	1.2 M _{p,b}	1.3 M _{p,b}
M_{c,L} (kN-m)	0.31 M _{p,c}	0.73 M _{p,c}	M _{p,c}	1.2 M _{p,c}
F_{gm} (kN)	505	1118	1542	1746
P_{BRB} (kN)	582	694	784	826

(d) Specimen 4

Drift	0.50%	1%	1.50%	2%
V_b (kN)	98	183	249	294
V_{c,L} (kN)	131	258	337	393
M_b (kN-m)	0.4 M _{p,b}	0.95 M _{p,b}	0.95 M _{p,b}	1.1 M _{p,b}
M_{c,L} (kN-m)	0.31 M _{p,c}	0.73 M _{p,c}	M _{p,c}	M _{p,c}
F_{gm} (kN)	482	925	1237	1450
P_{BRB} (kN)	710	731	712	714

(e) Specimen 5

Drift	0.50%	1%	1.50%	2%
V_b (kN)	98	204	275	318
V_{c,L} (kN)	122	264	368	442
M_b (kN-m)	0.35 M _{p,b}	0.78 M _{p,b}	M _{p,b}	1.2 M _{p,b}
M_{c,L} (kN-m)	0.31 M _{p,c}	0.73 M _{p,c}	0.94 M _{p,c}	1.1 M _{p,c}
F_{gm} (kN)	466	990	1360	1600
P_{BRB} (kN)	666	783	794	819

表 4.1 A572 Gr.50 鋼材之 ABAQUS 硬化參數輸入指令(試體一)

Material (Grade)	A572 Gr.50
Input Statement	*Material, Name = Core Plate *Elastic 203000, 0.3 *Plastic, Hardening = Combined, Data Type = Parameters 390, 5000, 266 *Cyclic Hardening, Parameters 390, 50, 12
Isotropic Hardening Parameters	Q = 50 b = 12
Kinematic Hardening Parameters	C = 5000 γ = 266

表 4.2 各試體試驗與分析總側力比對 (單位:kN)

(a) Specimen 1

Drift	0.36%		0.5%		1%		1.5%		2%	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
TEST	701	-727	883	-861	1168	-1221	1389	-1555	1529	-1795
ABAQUS	744	-766	884	-948	1315	-1336	1514	-1554	1586	-1631
Ratio	1.06	1.05	1.00	1.10	1.12	1.09	1.09	1.00	1.03	1.09

(b) Specimen 2

Drift	0.36%		0.5%		1%	
	+	-	+	-	+	-
TEST	780	-498	1021	-645	1333	-930
ABAQUS	748	-769	879	-912	1291	-1035
Ratio	1.04	1.54	0.86	1.41	0.97	1.11

(c) Specimen 3

Drift	0.36%		0.5%		1%		1.5%		2%	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
TEST	619	-662	730	-823	1066	-1163	1324	-1463	1470	-1638
ABAQUS	686	-704	816	-839	1228	-1286	1476	-1518	1492	-1558
Ratio	1.10	1.06	1.11	1.02	1.15	1.10	1.11	1.04	1.01	0.95

(d) Specimen 4

Drift	0.36%		0.5%		1%		1.5%		2%	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
TEST	619	-411	835	-526	1132	-1032	1362	-1421	1479	-1649
ABAQUS	686	-704	816	-839	1228	-1286	1476	-1518	1492	-1558
Ratio	1.10	1.71	1.2	1.59	1.8	1.24	1.8	1.7	1.1	0.95

(e) Specimen 5

Drift	0.36%		0.5%		1%		1.5%		2%	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
TEST	623	-644	757	-783	1067	-1130	1437	-1626	1456	-1635
ABAQUS	680	-686	818	-819	1235	-1254	1464	-1498	1558	-1589
Ratio	1.09	1.06	1.08	1.05	1.15	1.11	1.02	0.92	1.07	0.97

表 4.3 各試體試驗與分析之彈性勁度 (單位:kN/mm)

K_e	1	2	3	4	5
Test	49	44	44	41	43
ABAQUS	52	52	48	48	47
Ratio (%)	1.06	1.18	1.09	1.17	1.09

表 4.4 各試體試驗與分析之能量比對 (單位:kN-m)

(a) Specimen 1

Drift	0.50%	1.00%	1.50%	2%
TEST	35227	100438	186099	281955
ABAQUS	37259	102870	195940	293033
Ratio	1.06	1.02	1.05	1.04

(b) Specimen 2

Drift	0.50%	1.00%
TEST	31845	96140
ABAQUS	37317	102930
Ratio	1.17	1.07

(c) Specimen 3

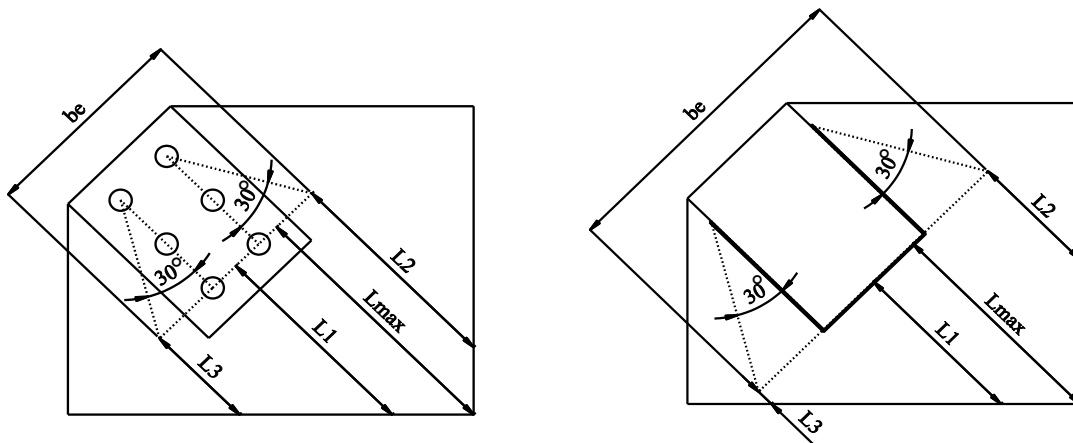
Drift	0.50%	1.00%	1.50%	2%
TEST	35113	100358	185599	278955
ABAQUS	37213	102858	195924	292913
Ratio	1.06	1.02	1.06	1.05

(d) Specimen 4

Drift	0.50%	1.00%	1.50%	2%
TEST	31183	100544	186316	281533
ABAQUS	37487	102162	195415	293438
Ratio	1.20	1.02	1.05	1.04

(e) Specimen 5

Drift	0.50%	1.00%	1.50%	2%
TEST	35758	100786	186785	281453
ABAQUS	37456	102587	196456	293159
Ratio	1.05	1.02	1.05	1.04



(a) 螺栓接合

(b) 焊接式接合

圖 2.1 Whitmore Section 與 L_1 、 L_2 、 L_3 及 L_{max} 示意圖

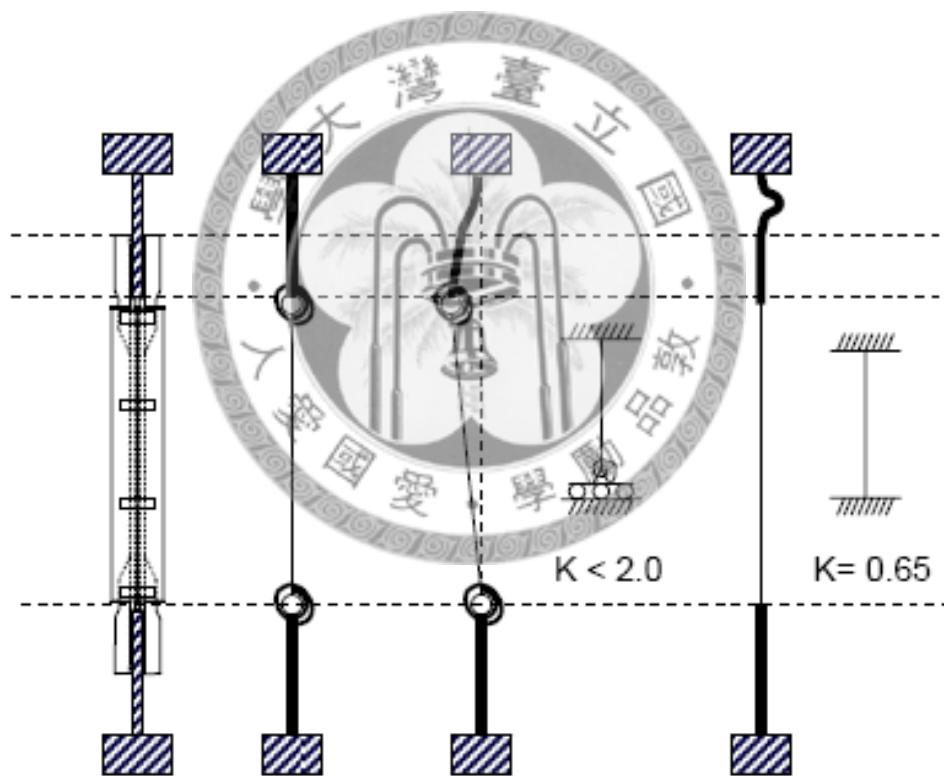
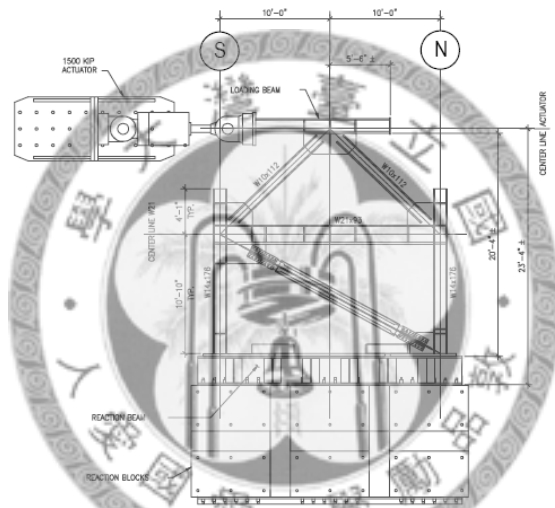
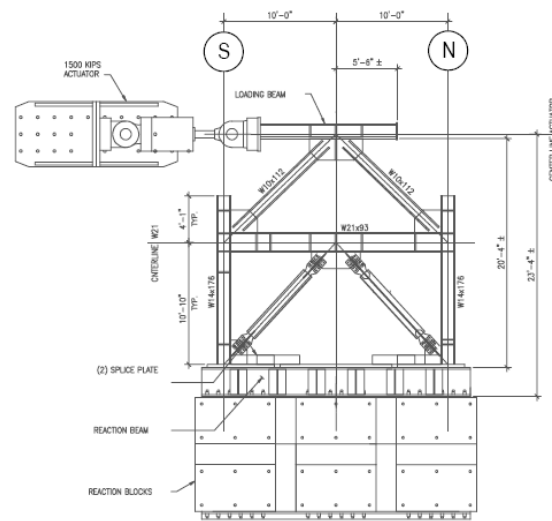


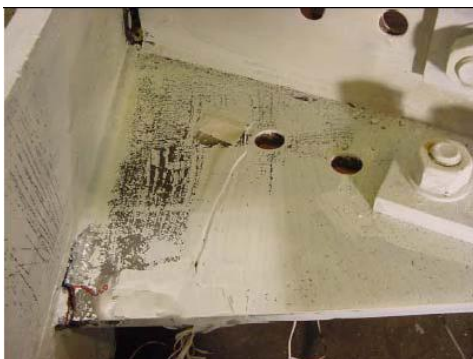
圖 2.2 斜撐及接合板接合情況與接合板挫屈行為示意圖 【Tsai et al.(2004)】



(a) Set-Up for Test No. 1

(b) Set-Up for Test Nos. 2 and 3

圖 2.3 一層樓 BRBF 試驗(Aiken et. al. 2002)

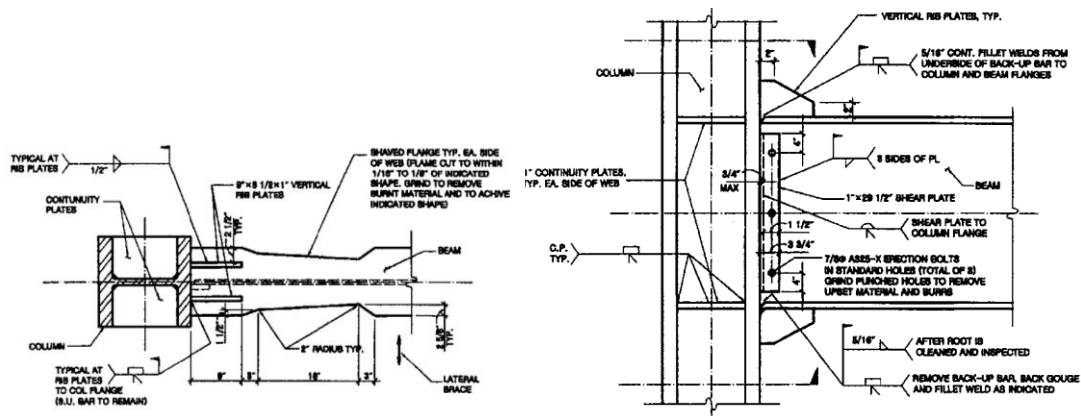


(a)接合板邊緣裂縫圖



(b)接合板受梁柱夾合挫屈圖

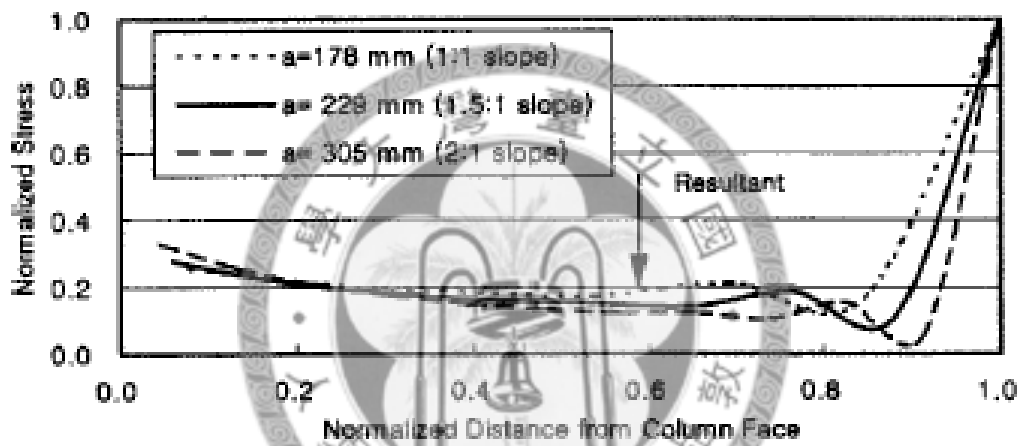
圖 2.4 接合板破壞情形(Aiken et. al. 2002)



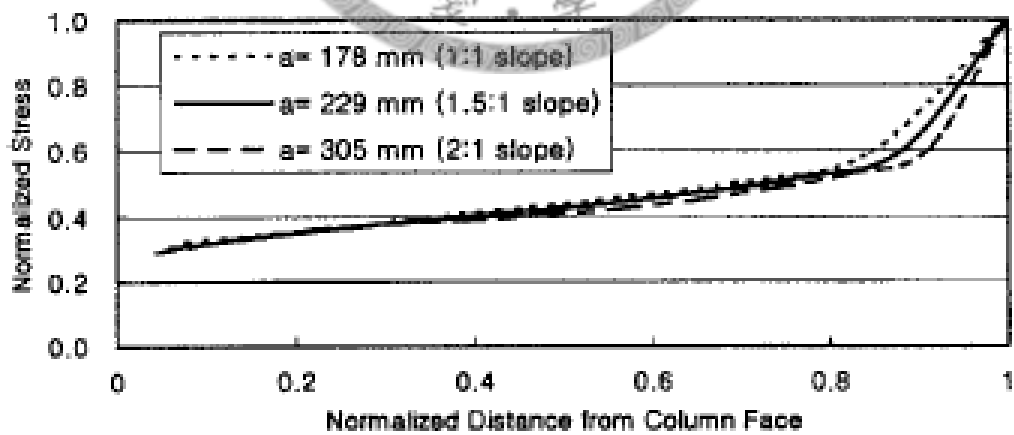
(a) 平面圖

(b) 立面圖

圖 2.5 梁柱接頭補強板平面及立面圖 (Lee et. al. 2002)

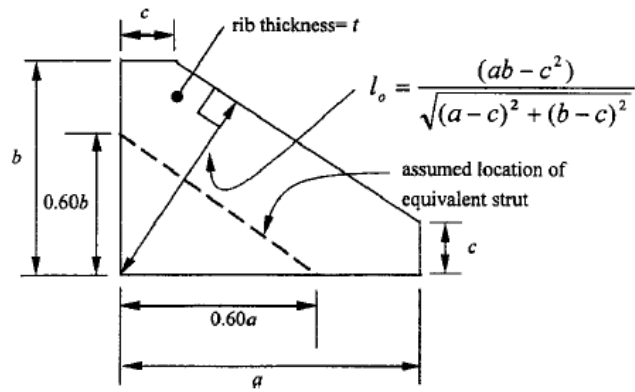


(a) 正向應力分佈

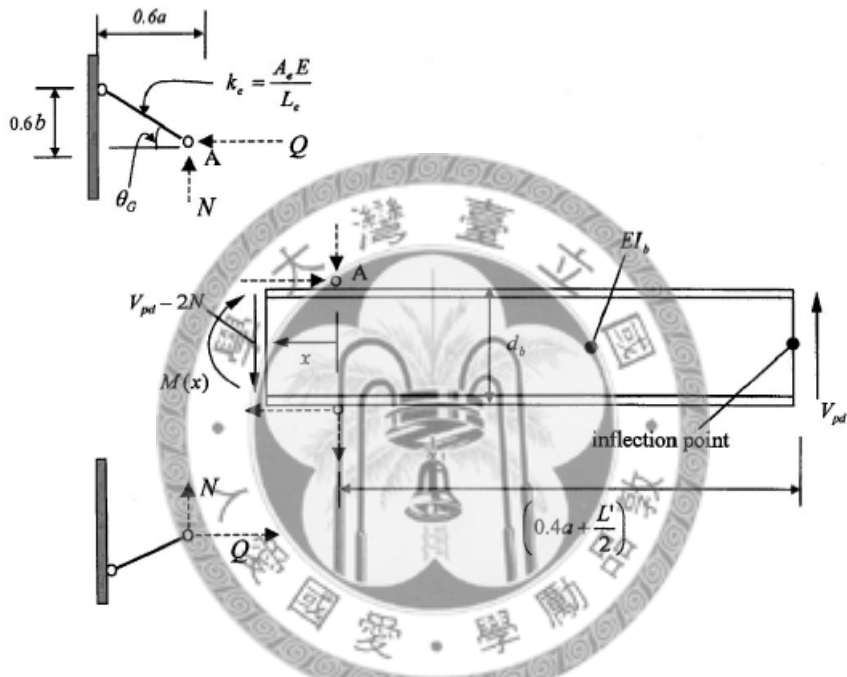


(b) 剪應力分佈

圖 2.6 加勁板與梁界面之應力分佈 (Lee et. al. 2002)



(a) 加勁板幾何關係圖



(b) 等效支撐與構架之自由體圖

圖 2.7 等效支撐模型(Lee et. al. 2002)

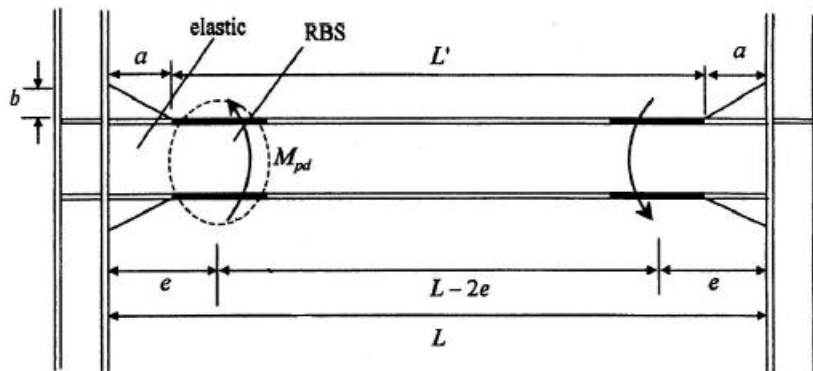
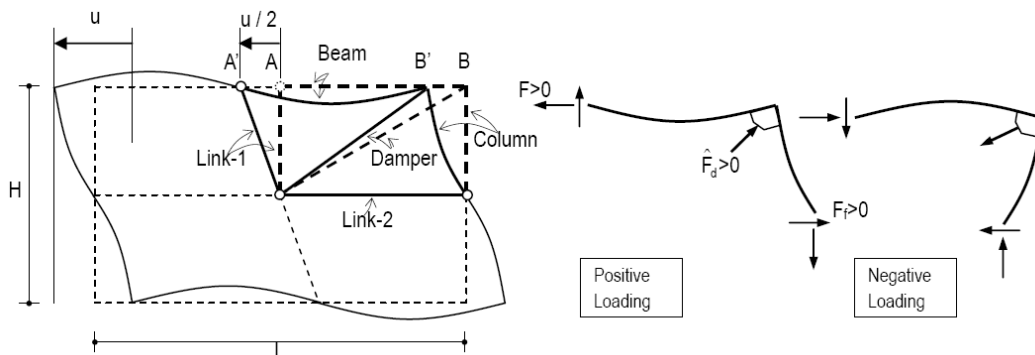


圖 2.8 等效支撐模型(Lee et. al. 2002)



(a) 斜撐構架示意圖

(b) 簡化斜撐構架示意圖

圖 2.9 斜撐構架簡化關係(Kaneko et. al. 2008)

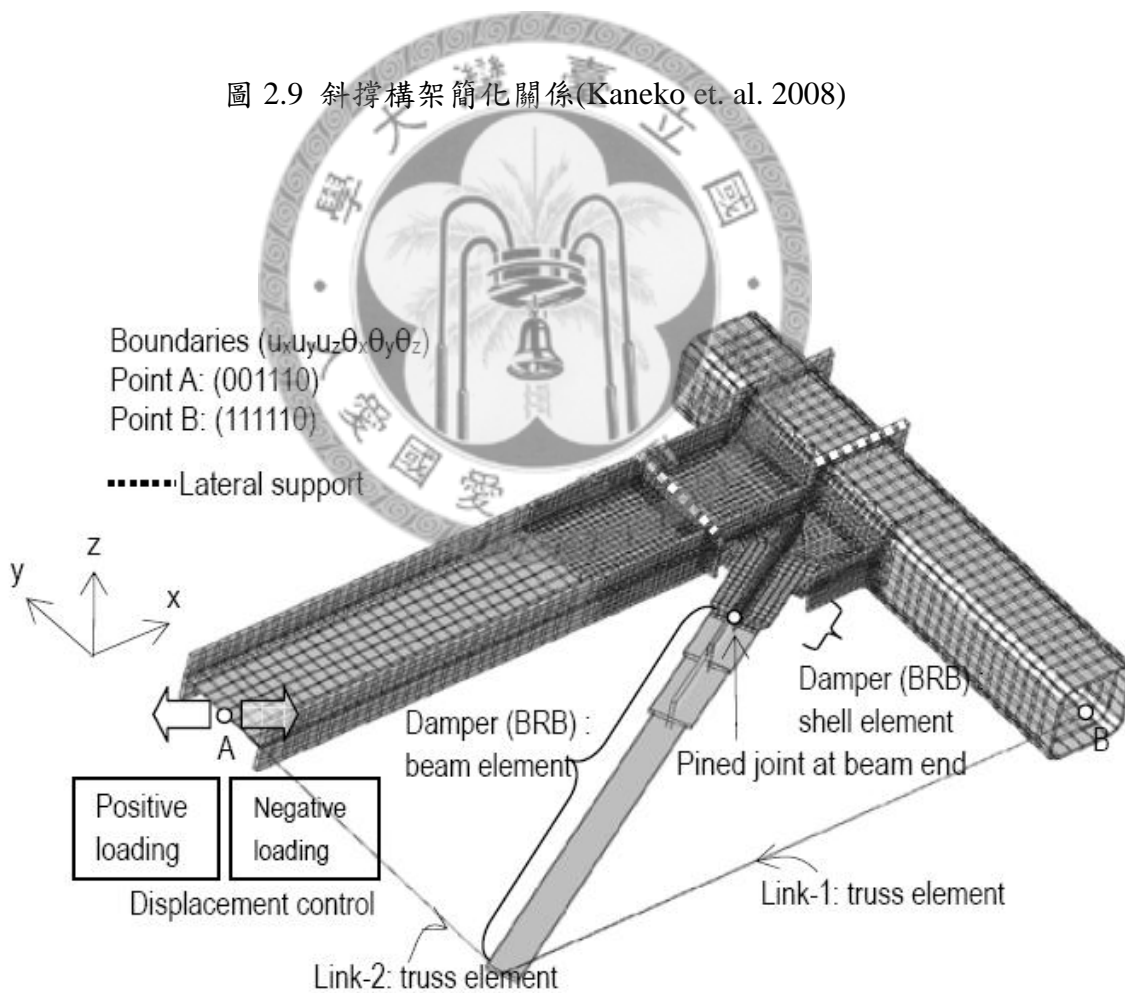


圖 2.10 簡化斜撐構架之有限元素模型(Kaneko et. al. 2008)

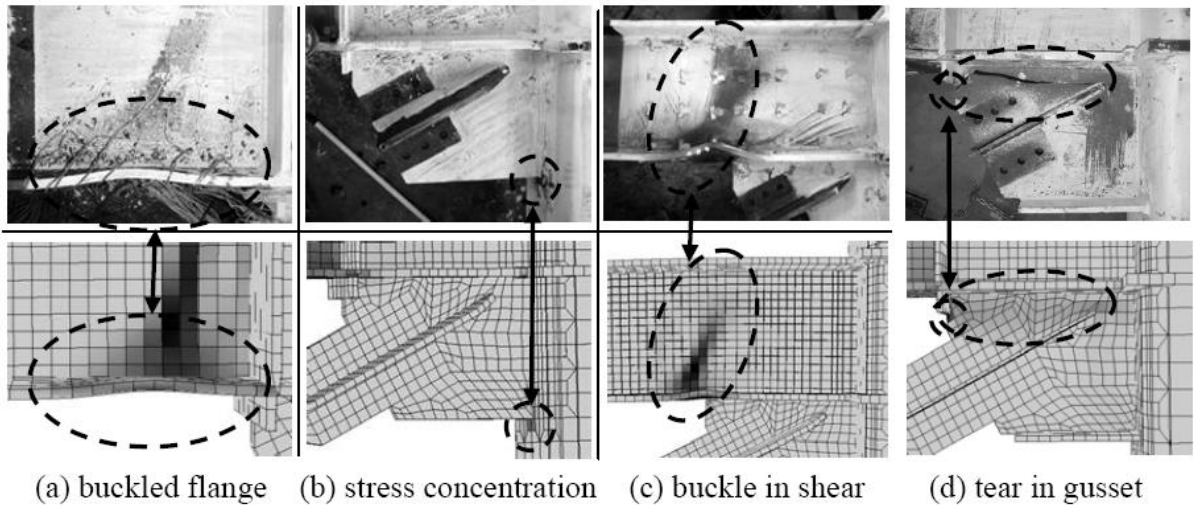
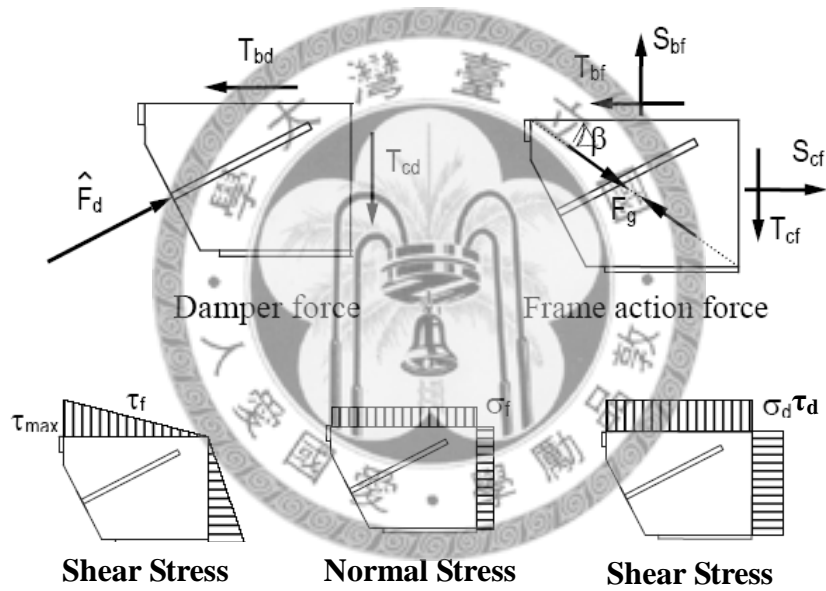
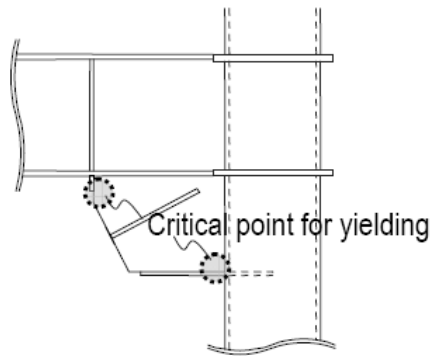


圖 2.11 簡化斜撐構架模型試驗與分析破壞模式(Kensaku Kaneko et. al.)



(a)接合板應力分佈圖



(b)接合板設計考量之降伏位置

圖 2.12 接合板邊緣應力分佈與設計考量圖 (Kaneko et. al.)

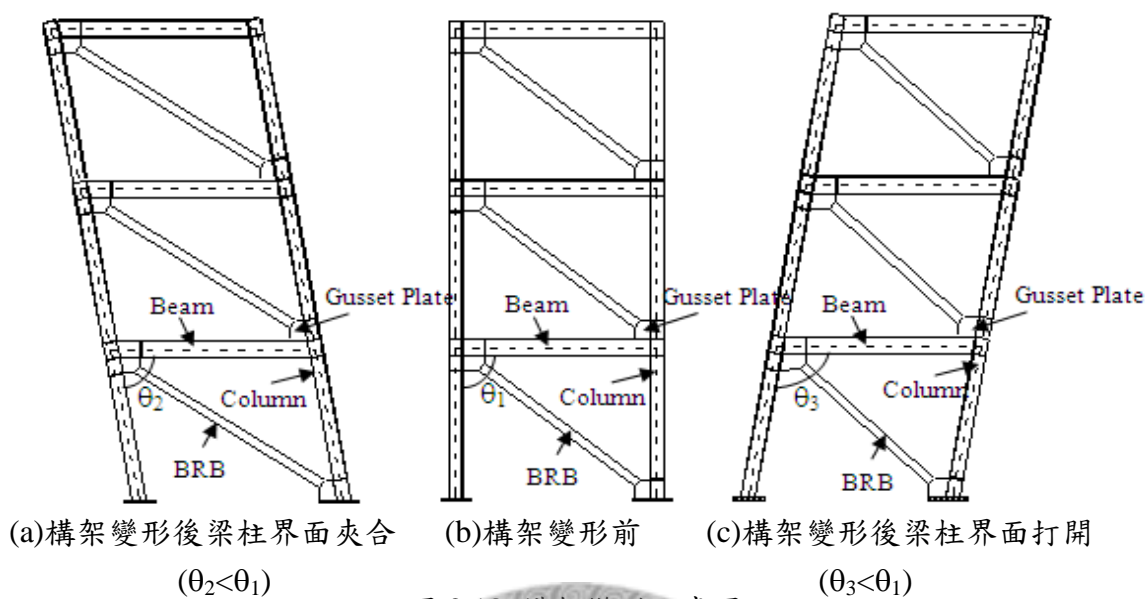


圖 2.13 構架變形示意圖

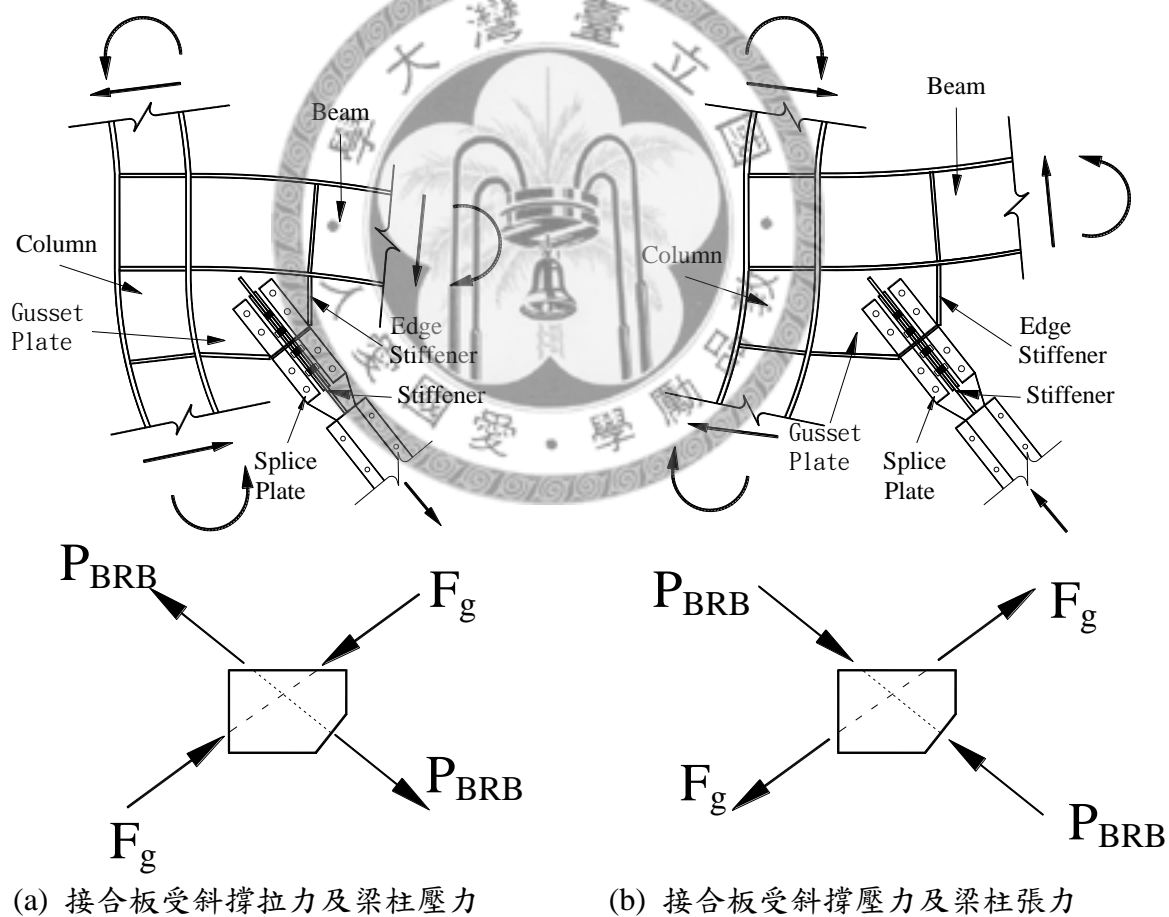
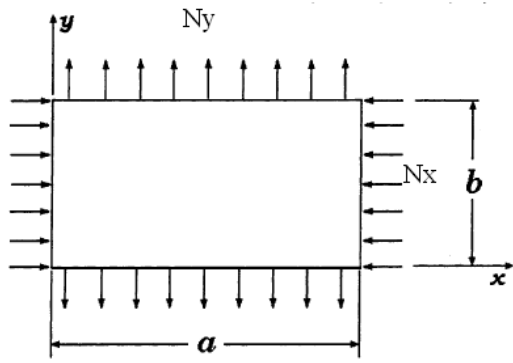
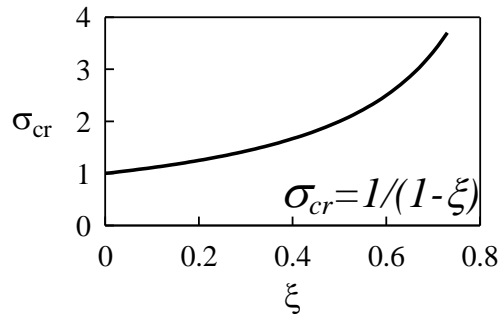


圖 2.14 接合板受行為示意圖



(a) 板受雙軸向拉壓圖



(b) 板受拉時挫屈強度增強示意圖

圖 2.15 板受雙軸向拉壓之挫屈強度

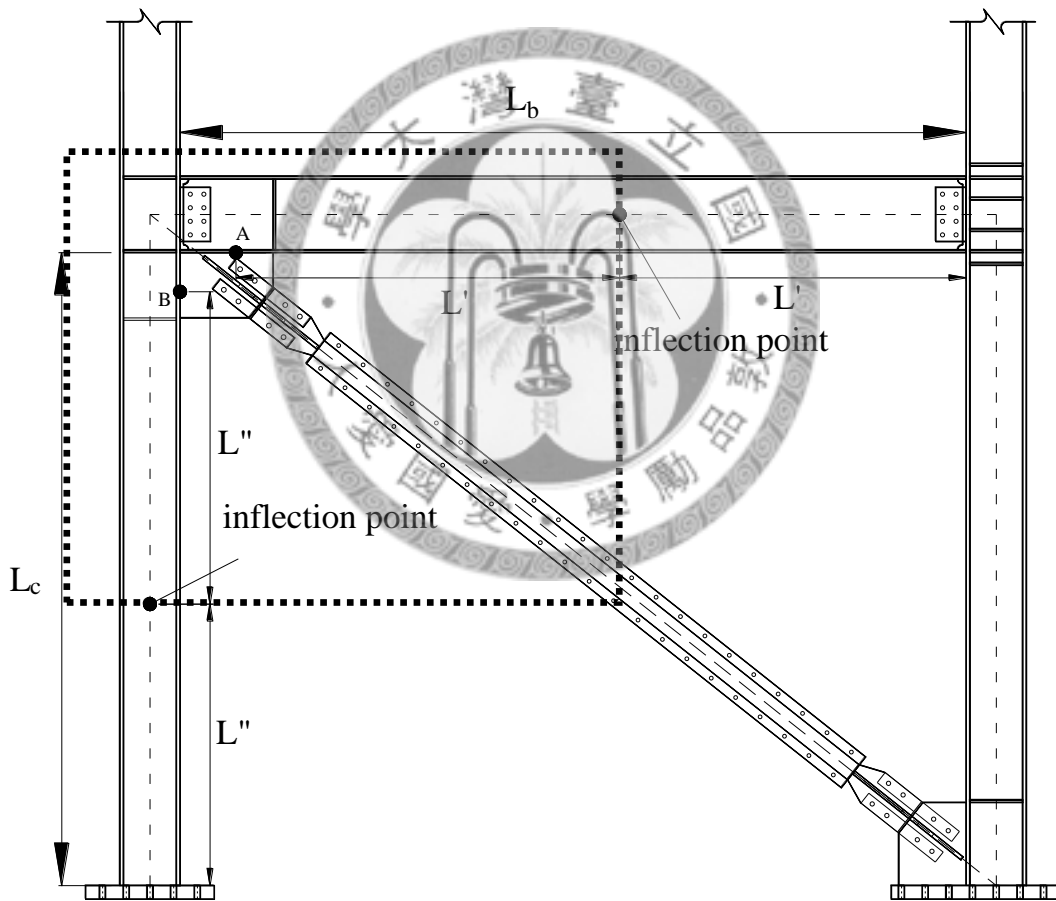


圖 2.16 整體構架圖

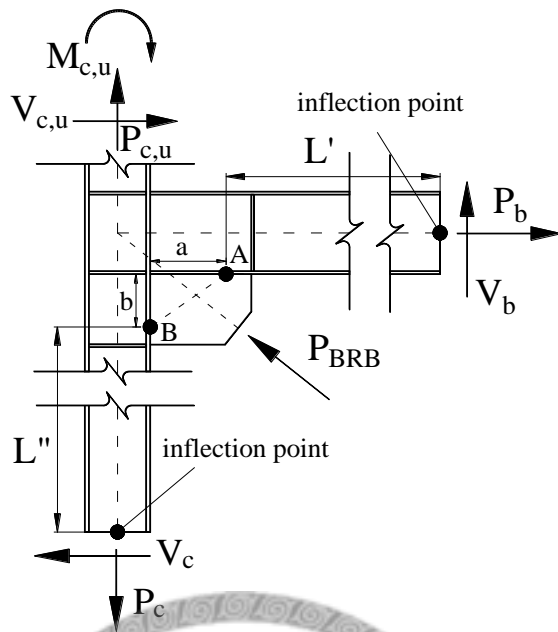


圖 2.17 梁柱與接合板示意圖

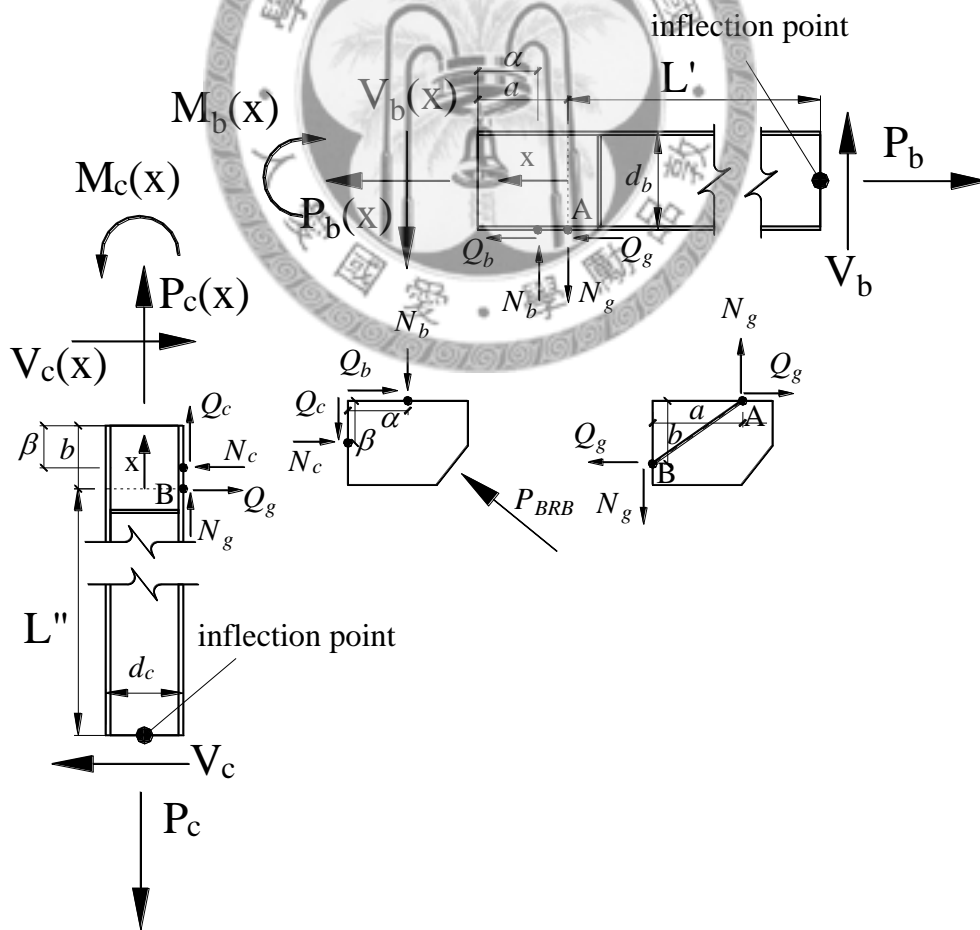


圖 2.18 梁柱與接合板自由體圖

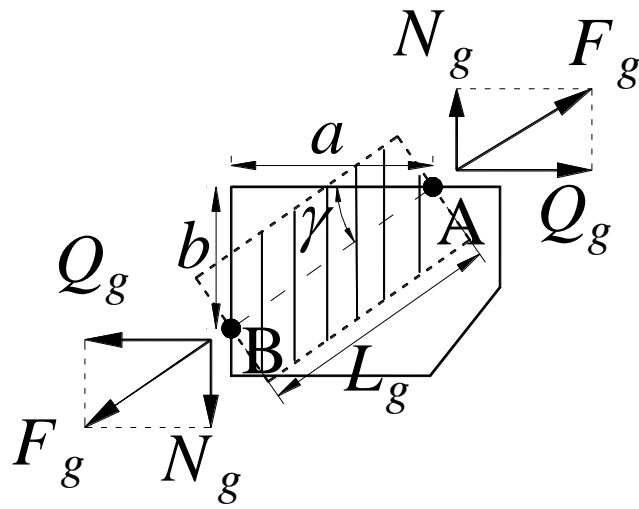


圖 2.19 等效支撐示意圖

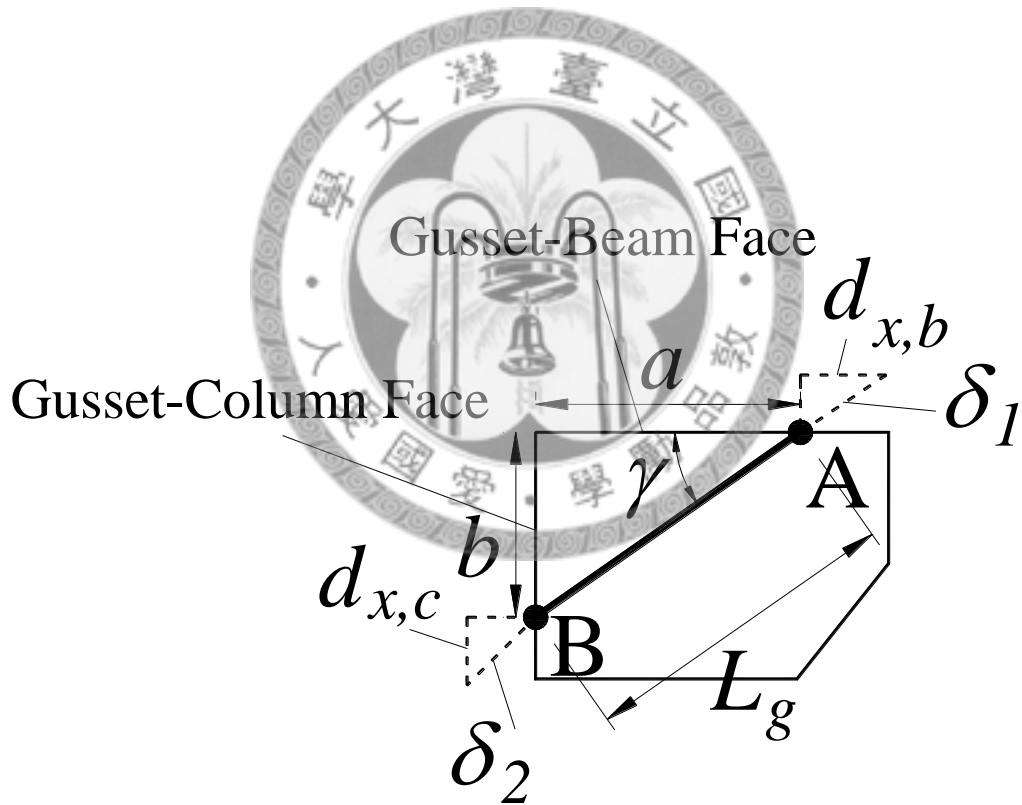


圖 2.20 等效支撐與梁柱變形關係示意圖

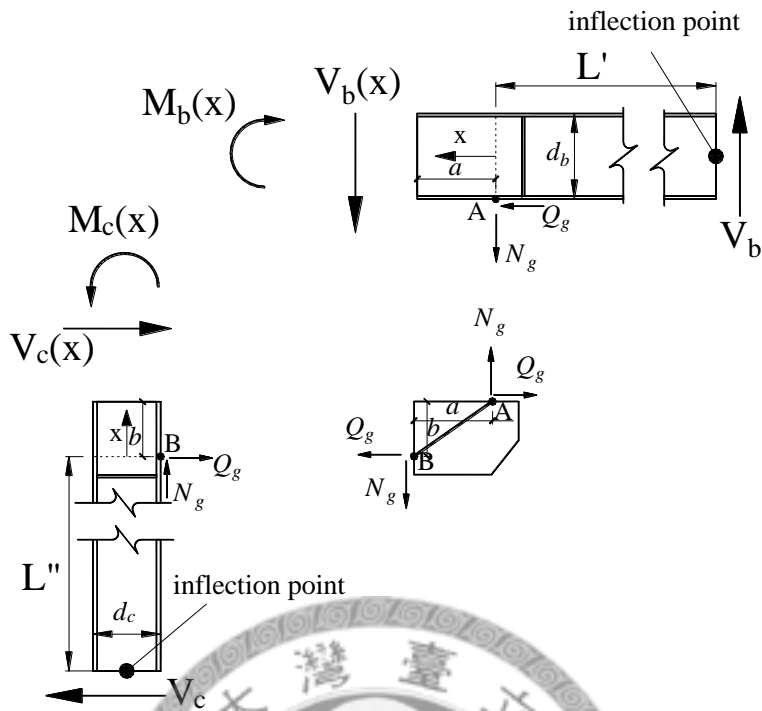


圖 2.21 移除梁柱及斜撐軸力之梁柱與接合板自由體圖

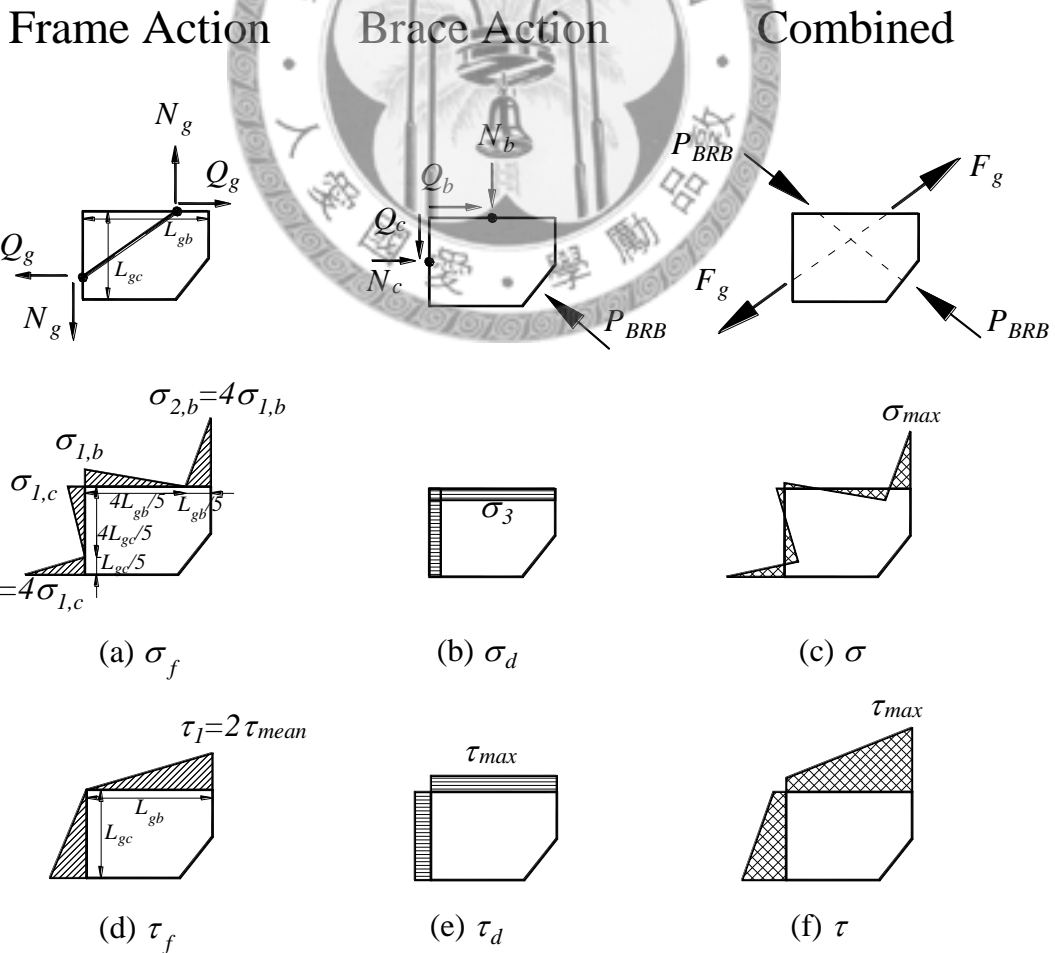


圖 2.22 接合板與梁界面應力分佈關係圖

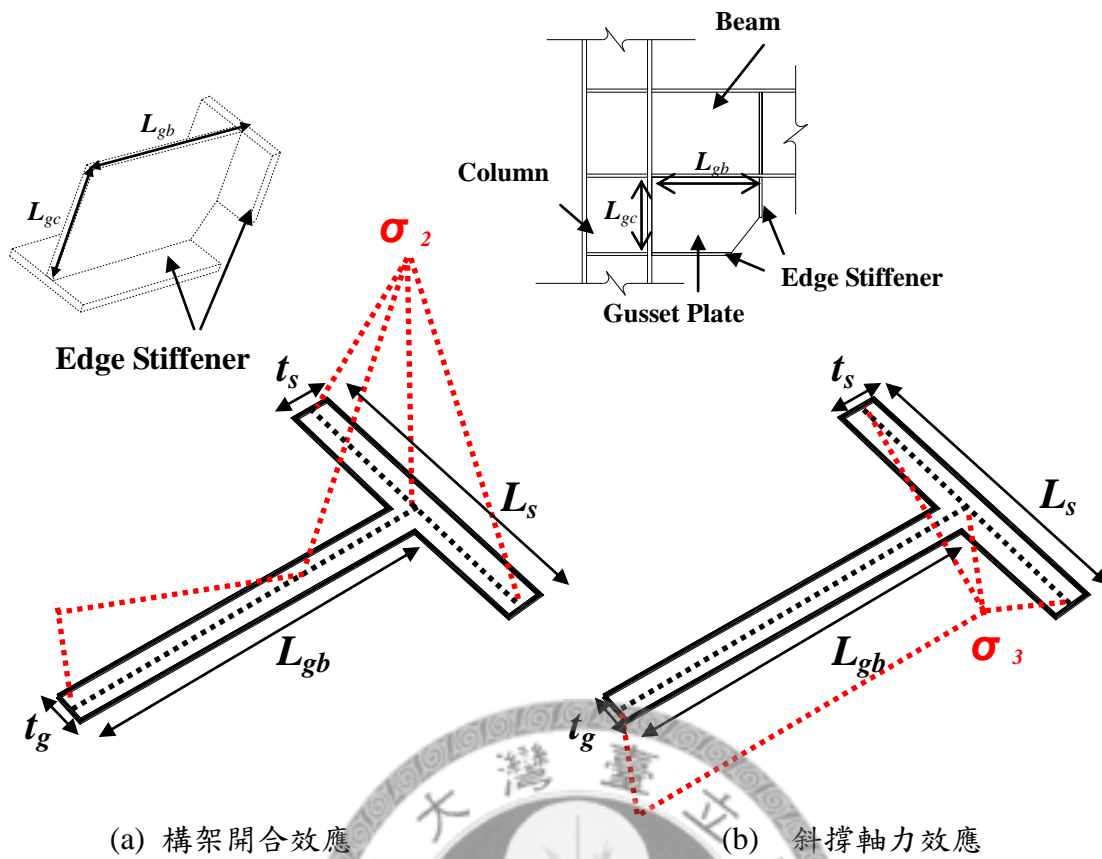


圖 2.23 接合板與側邊加勁板之正向應力分佈示意圖

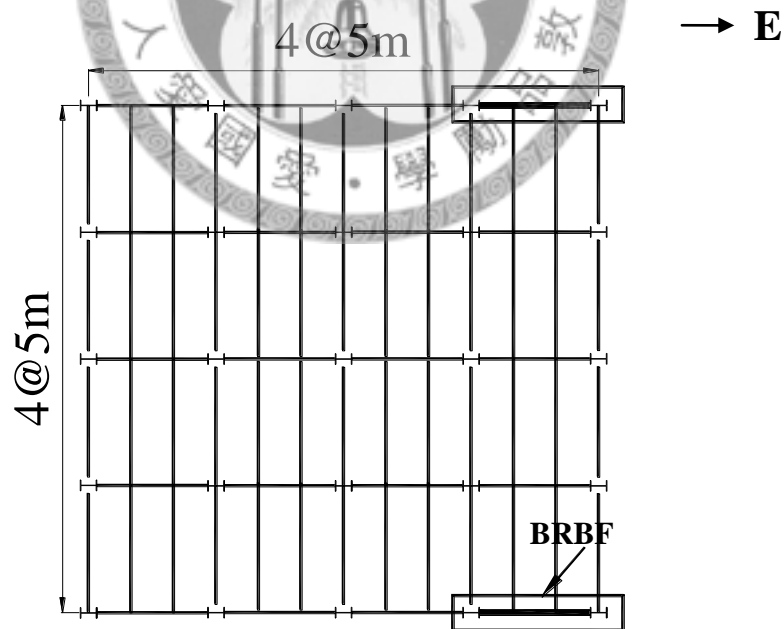


圖 2.24 構架平面圖

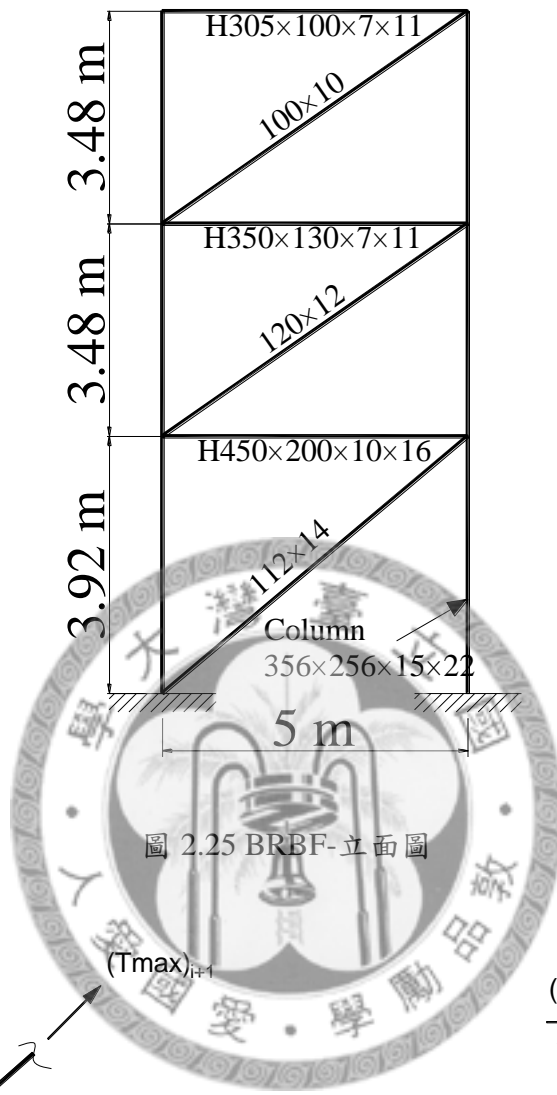


圖 2.25 BRBF-立面圖

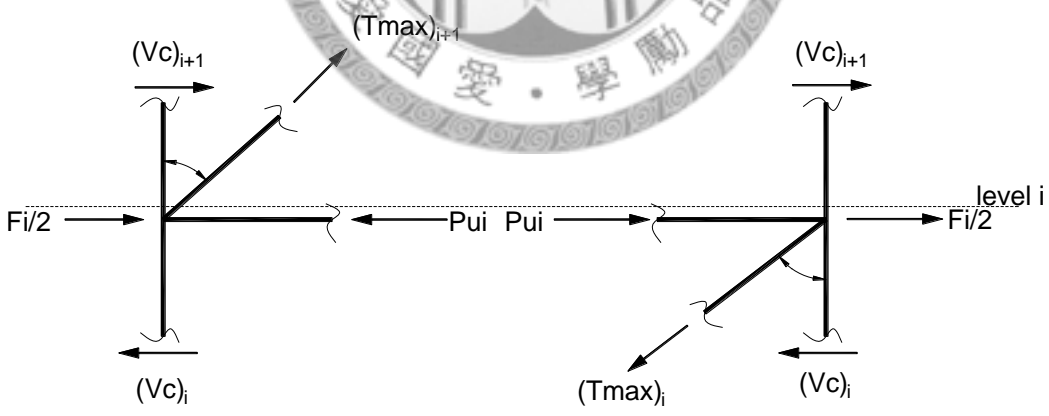


圖 2.26 消能支撐發揮極限軸拉力下之梁軸力

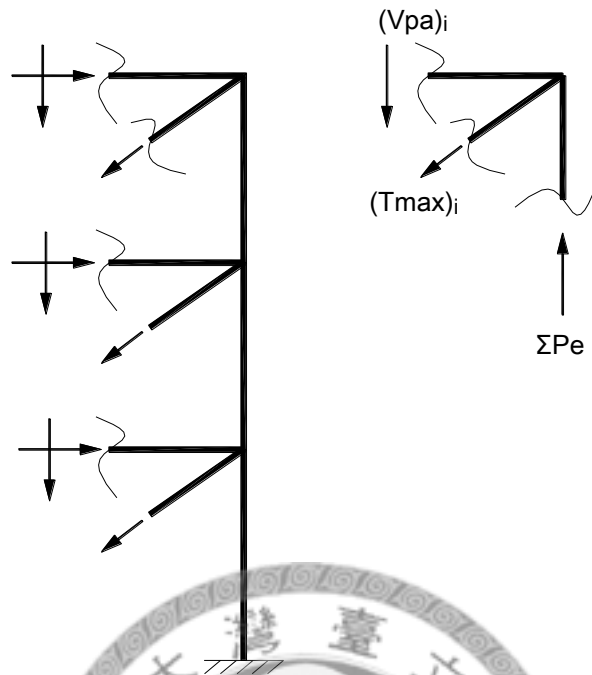


圖 2.27 消能支撐發揮極限軸拉力下之柱軸力

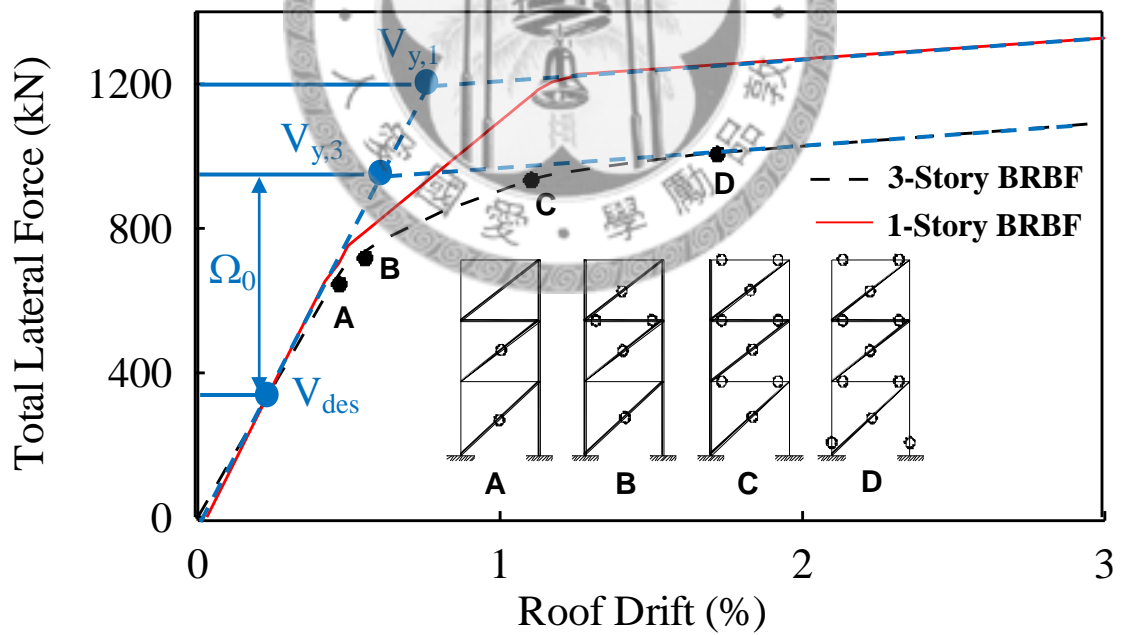


圖 2.28 一樓與三樓消能支撐構架側推分析

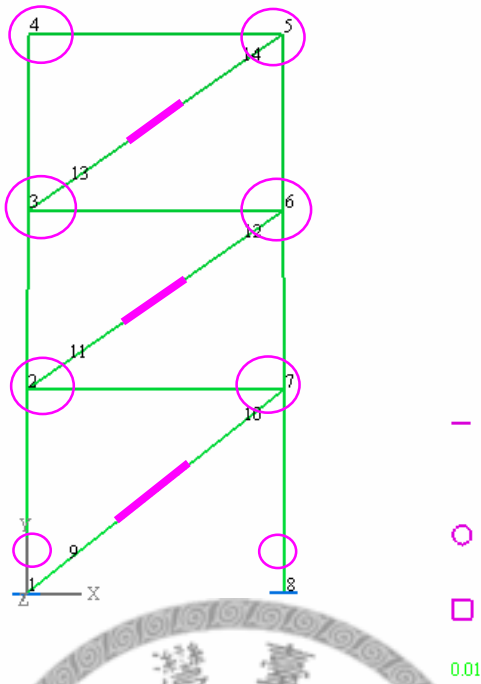


圖 2.29 結構物在側推分析後之塑鉸分佈 (Roof Drift=3%)

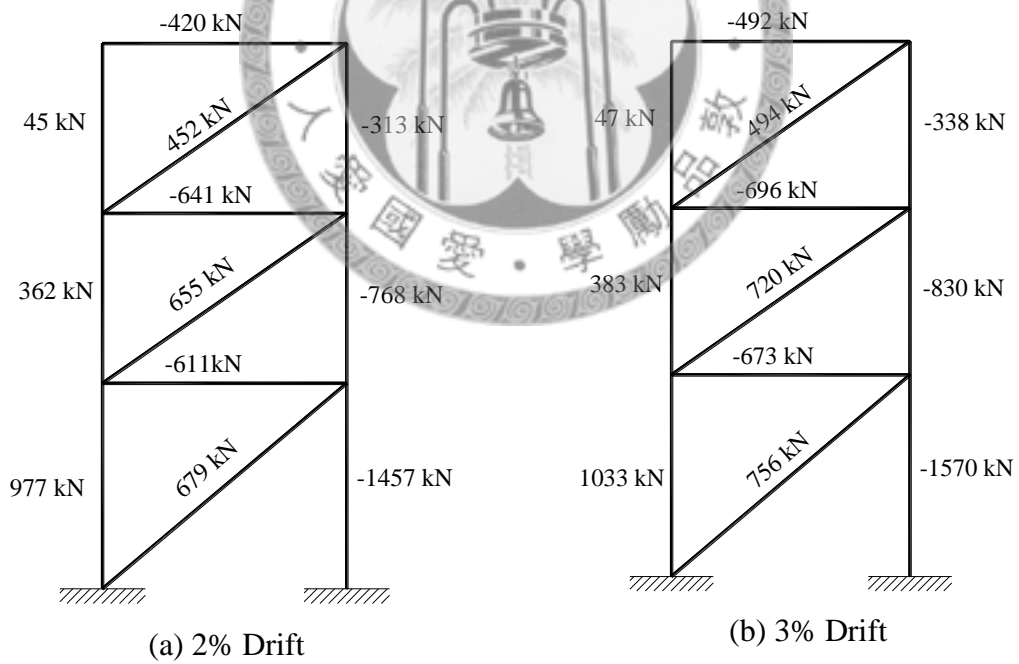


圖 2.30 結構物在側推分析後之各桿件軸力大小(單位：kN)

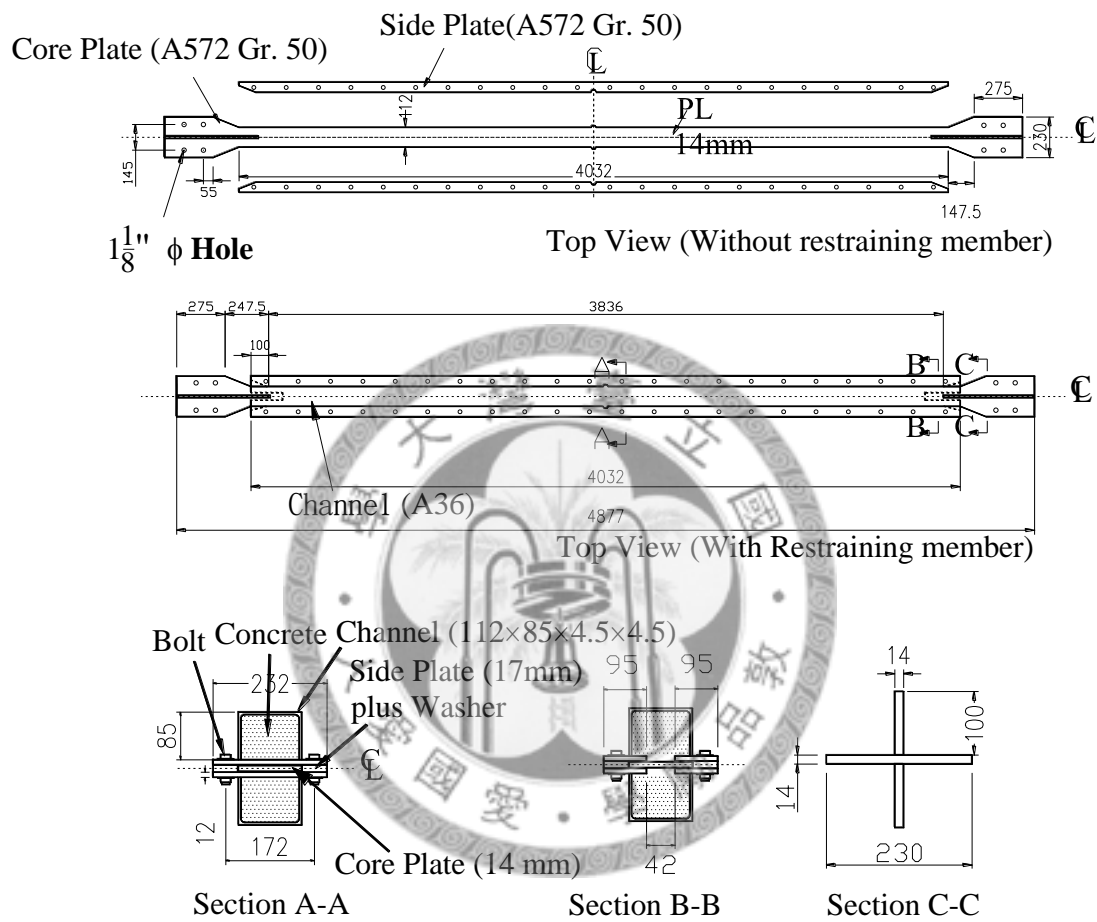


圖 2.31 挫屈束制消能支撐試體一

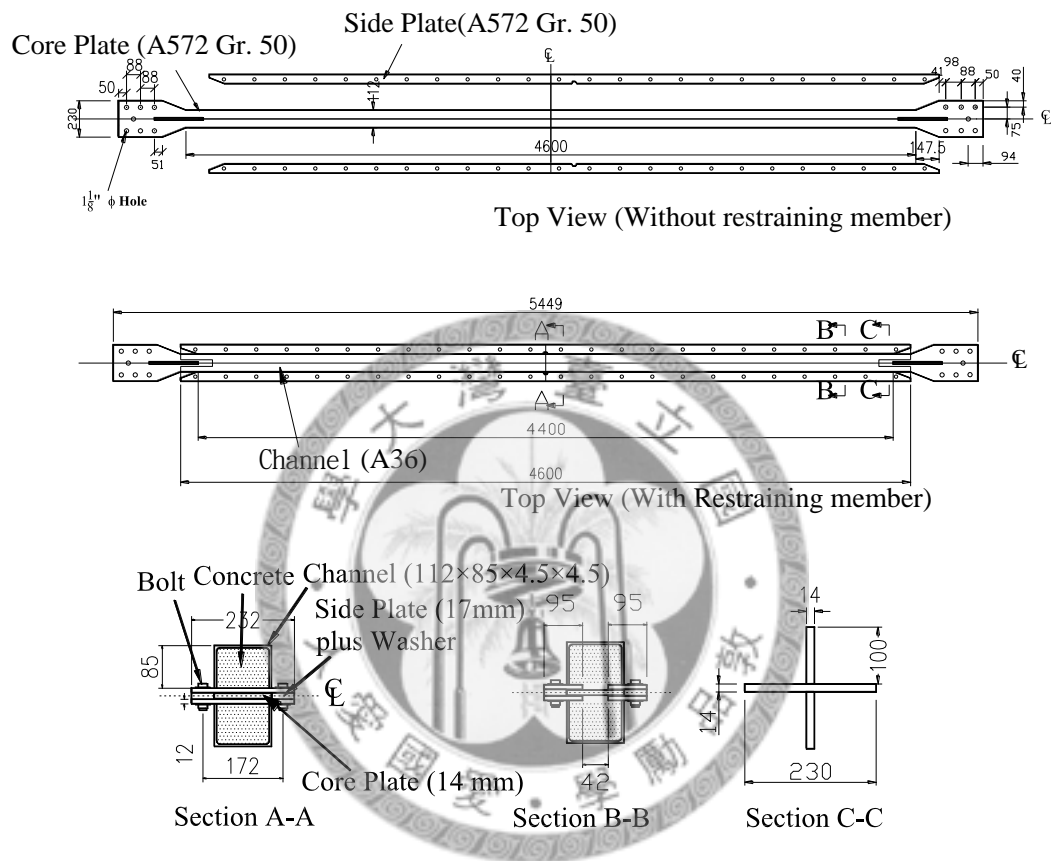


圖 2.32 挫屈束制消能支撐試體二

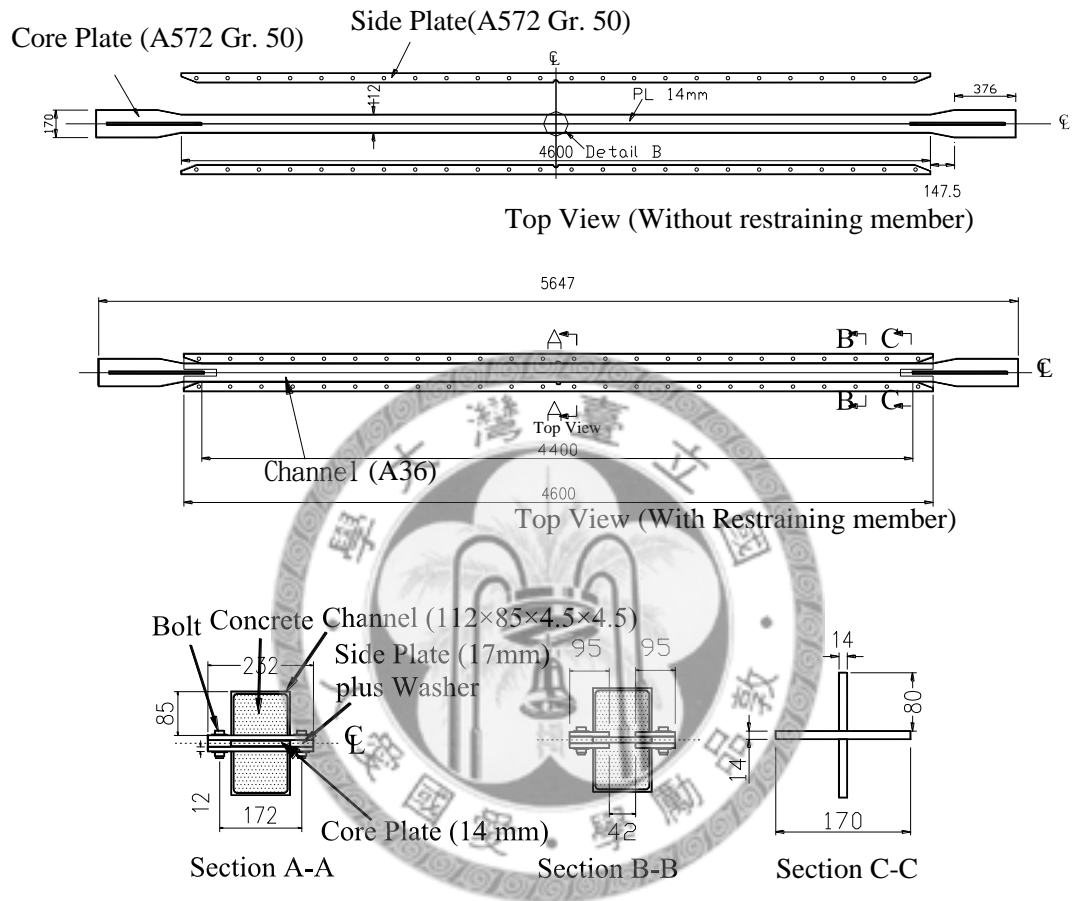


圖 2.33 挫屈束制消能支撐試體三

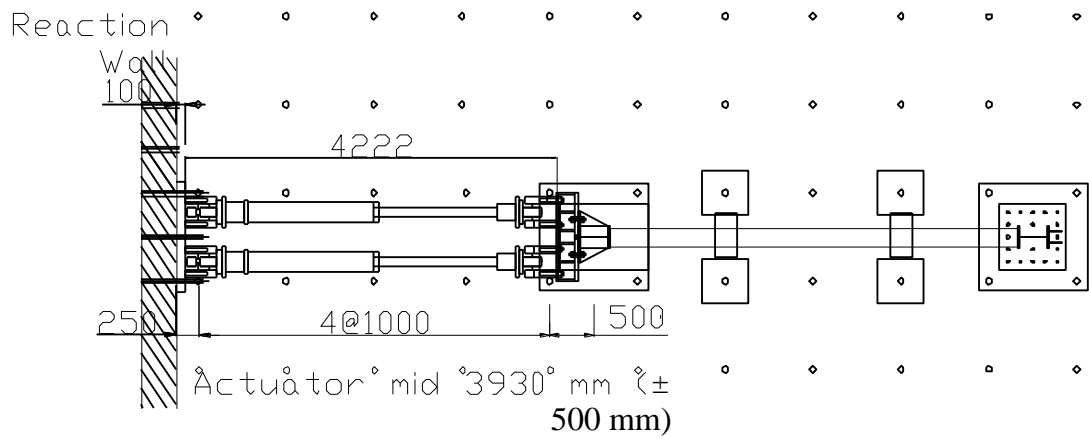


圖 2.34 試驗構架平面圖

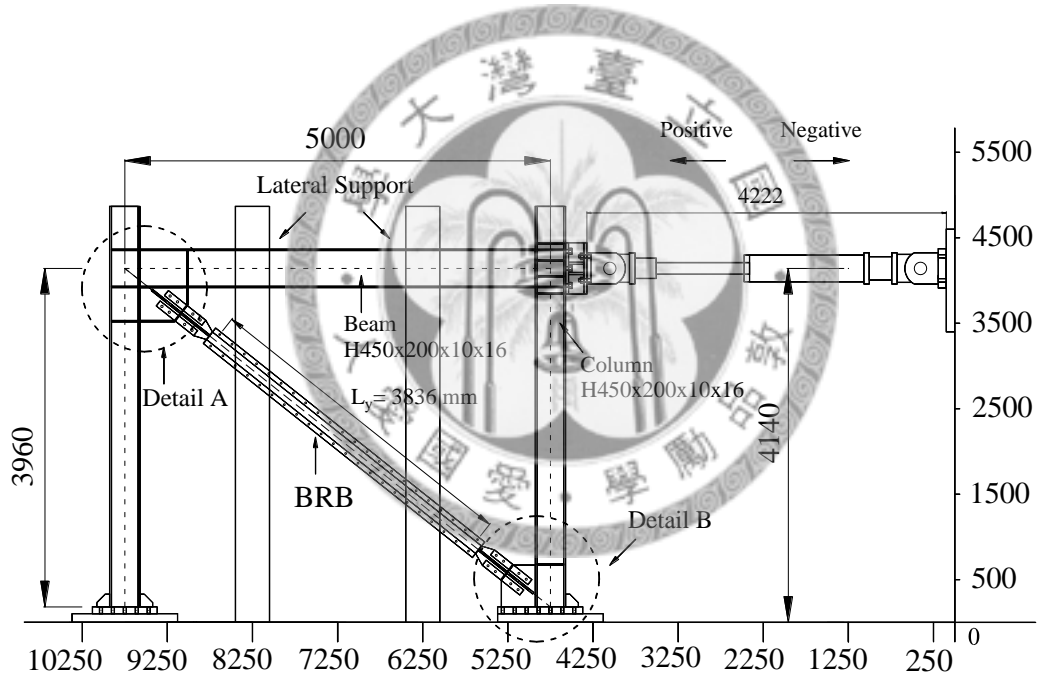


圖 2.35 試驗構架立面圖(試體一為準)

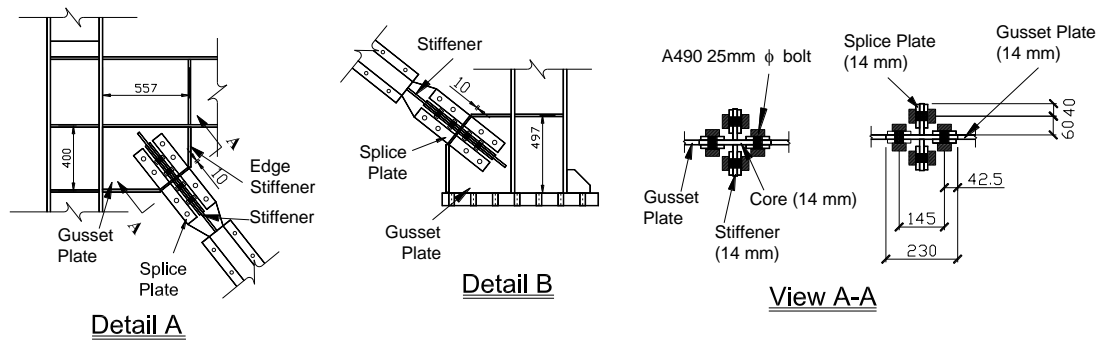


圖 2.36 接合板試體一接合細節

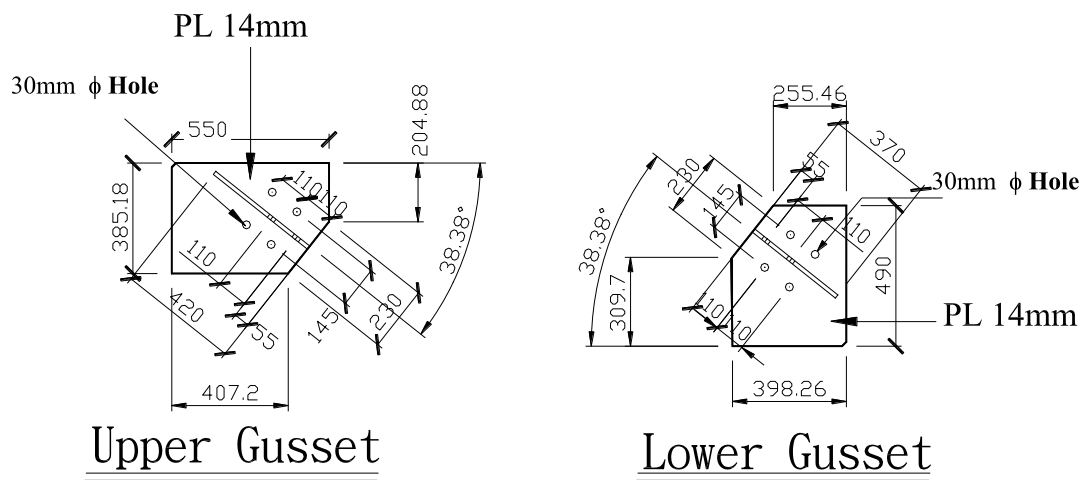


圖 2.37 接合板試體一、二接合板細節

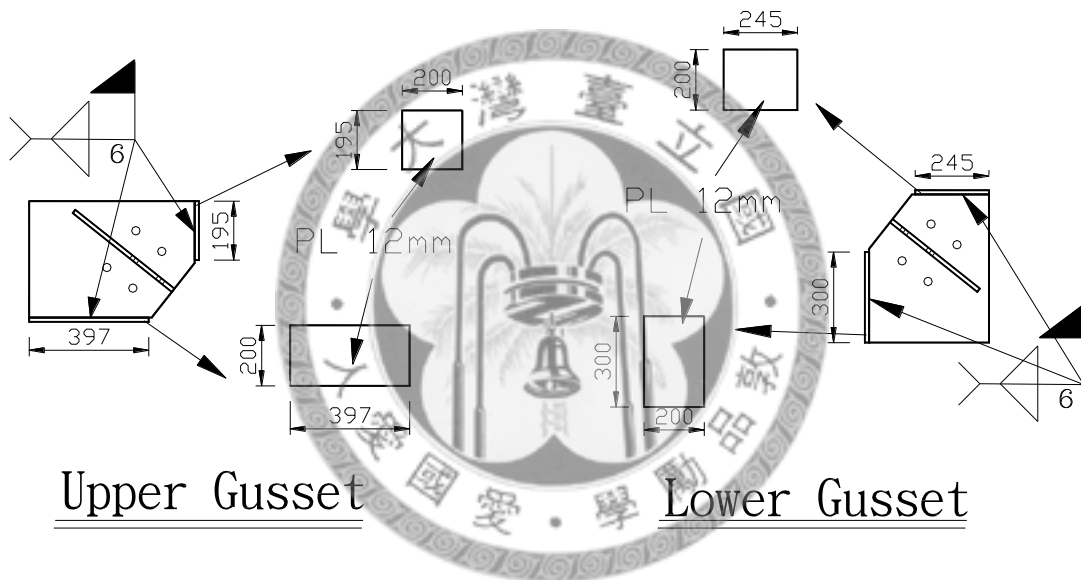


圖 2.38 接合板試體一側邊加勁板細節

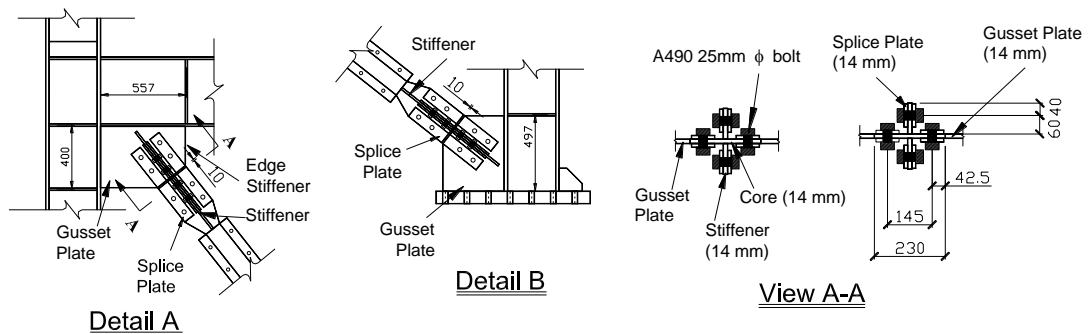


圖 2.39 接合板試體二接合細節

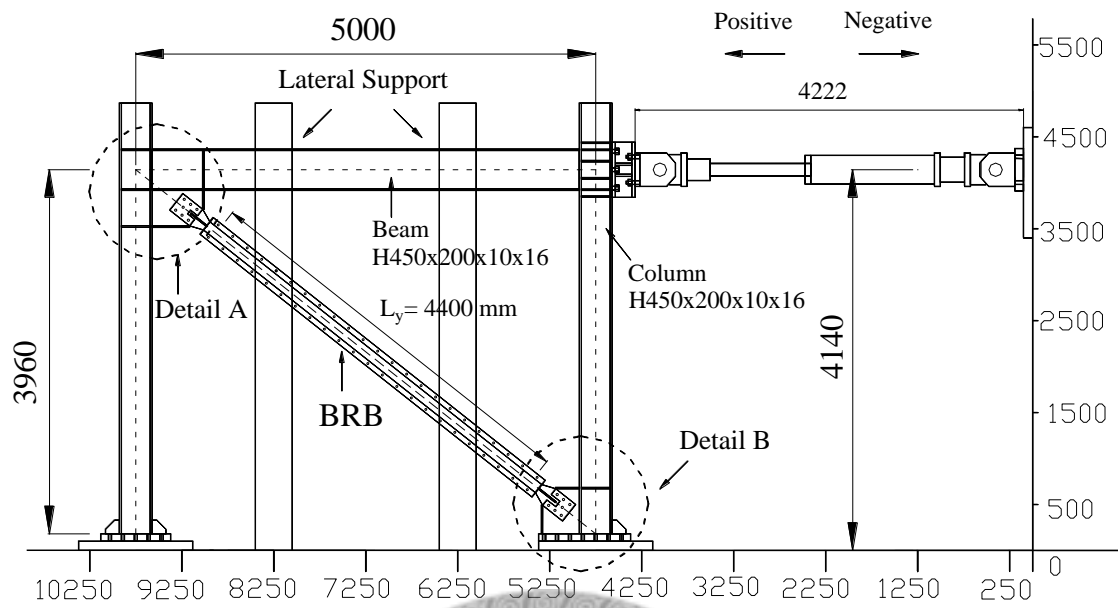


圖 2.40 試驗構架立面圖(試體三為準)

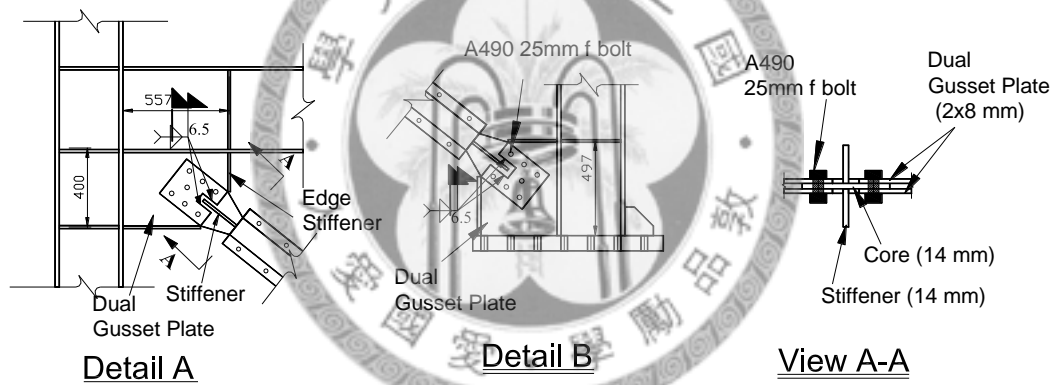


圖 2.41 接合板試體三接合細節

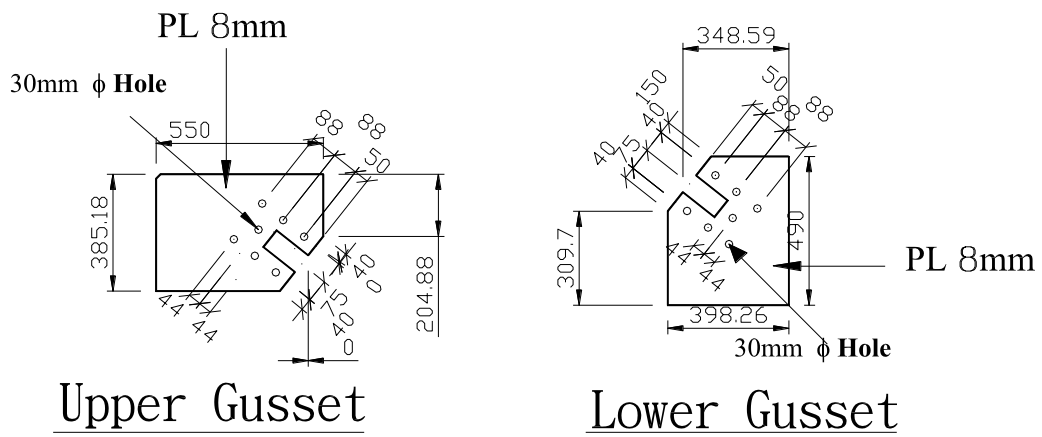


圖 2.42 接合板試體三及四細節

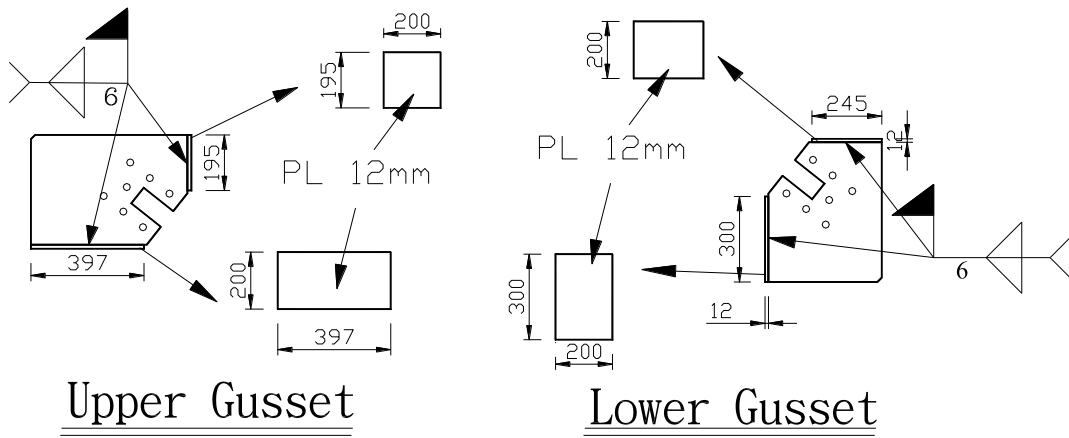


圖 2.43 接合板試體三之側邊加勁板細節



圖 2.44 接合板試體三、四之開口尺寸

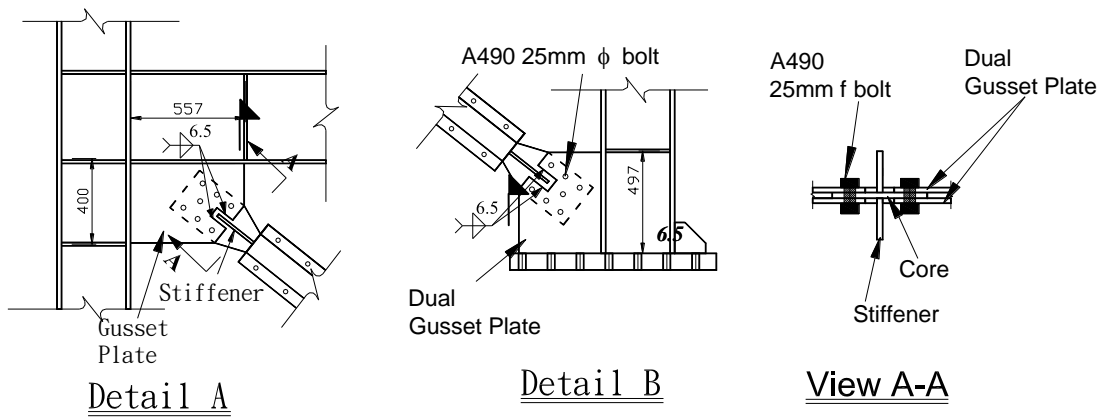


圖 2.45 接合板試體四接合細節

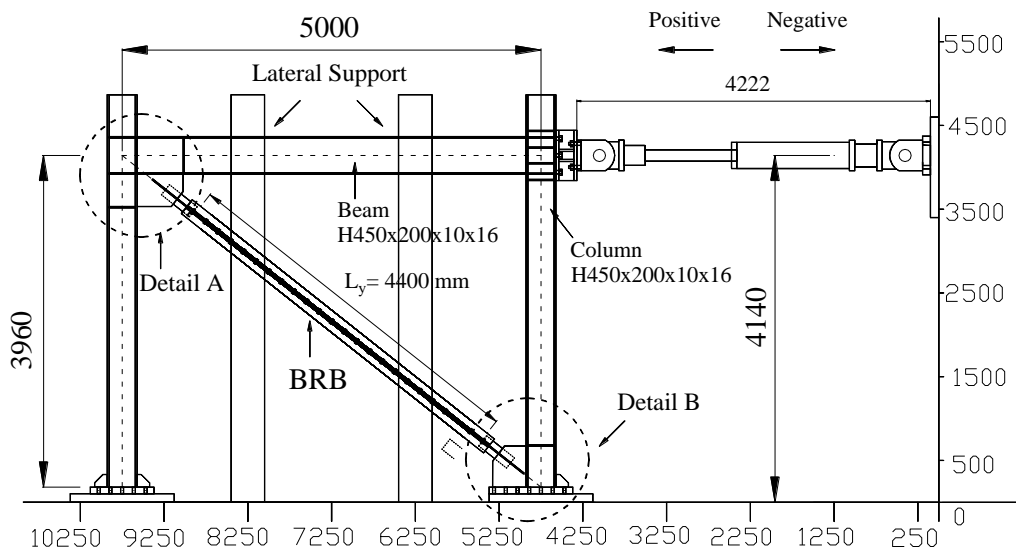


圖 2.46 試驗構架立面圖(試體五為準)

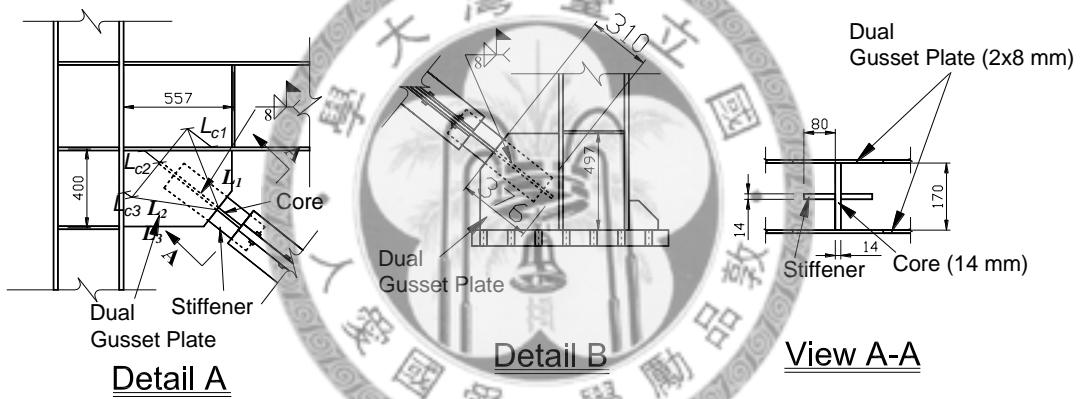


圖 2.47 接合板試體五接合細節

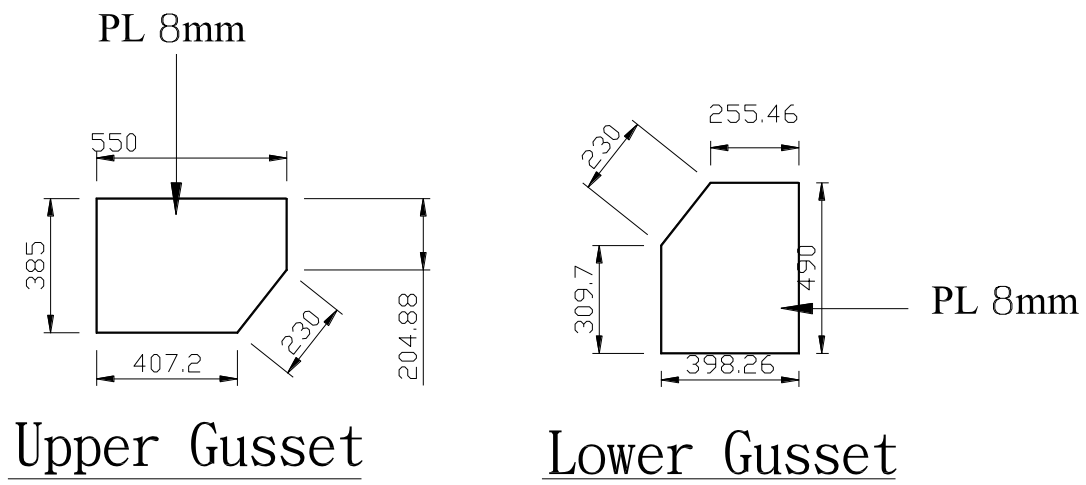


圖 2.48 接合板試體五細節

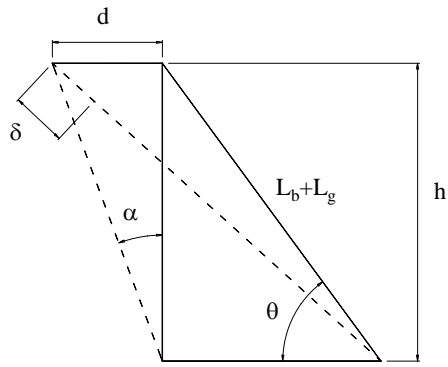


圖 2.49 構架變形示意圖

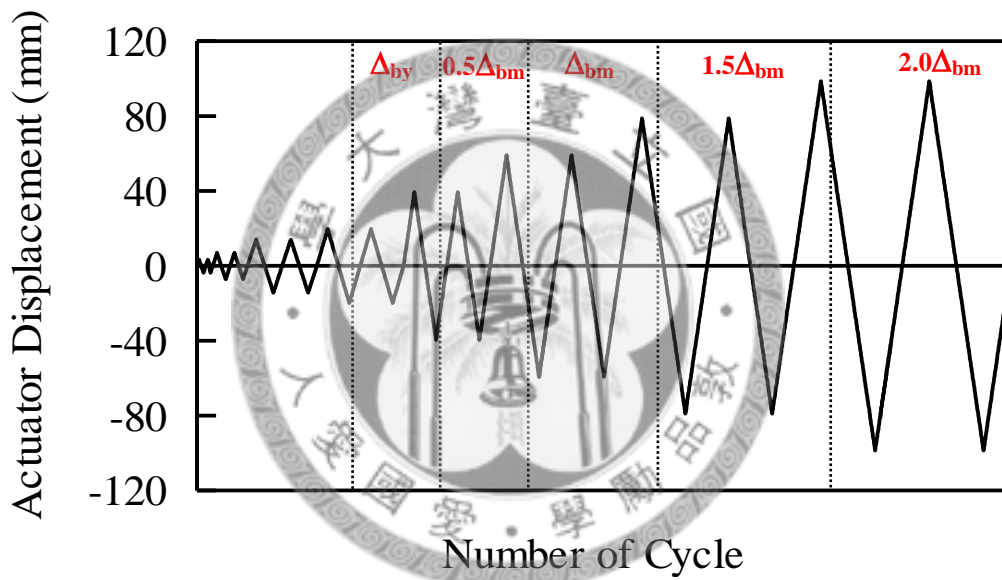
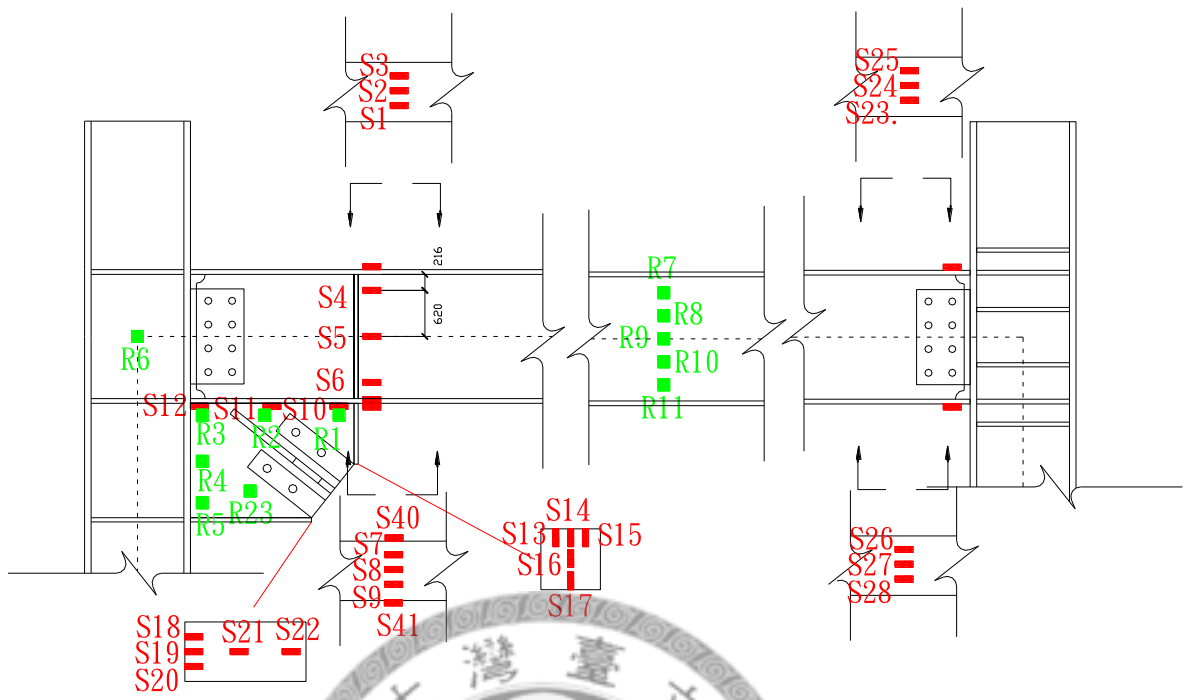
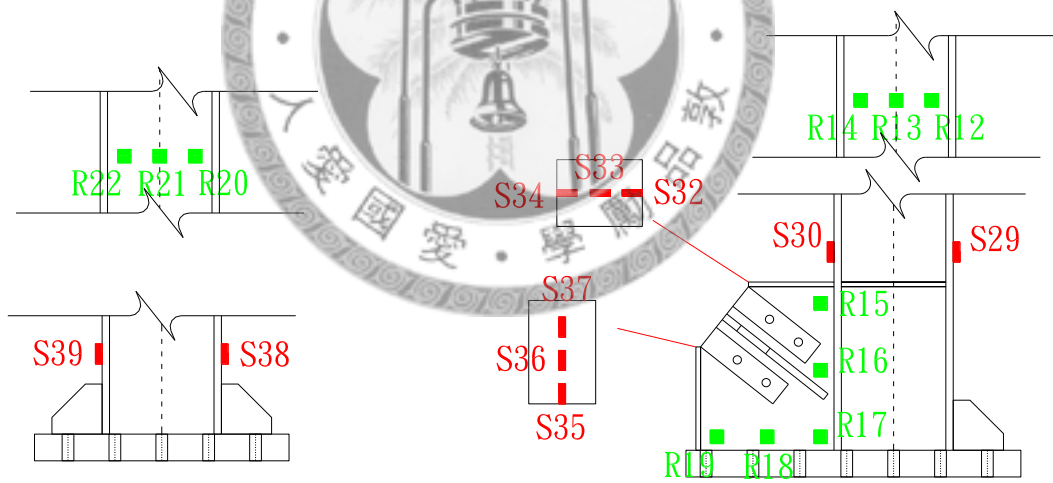


圖 2.50 試體試驗加載歷時



(a) 梁與上部接合板應變計配置



(b) 左柱及右柱及下端接合板之應變計配置

圖 2.51 應變計配置圖

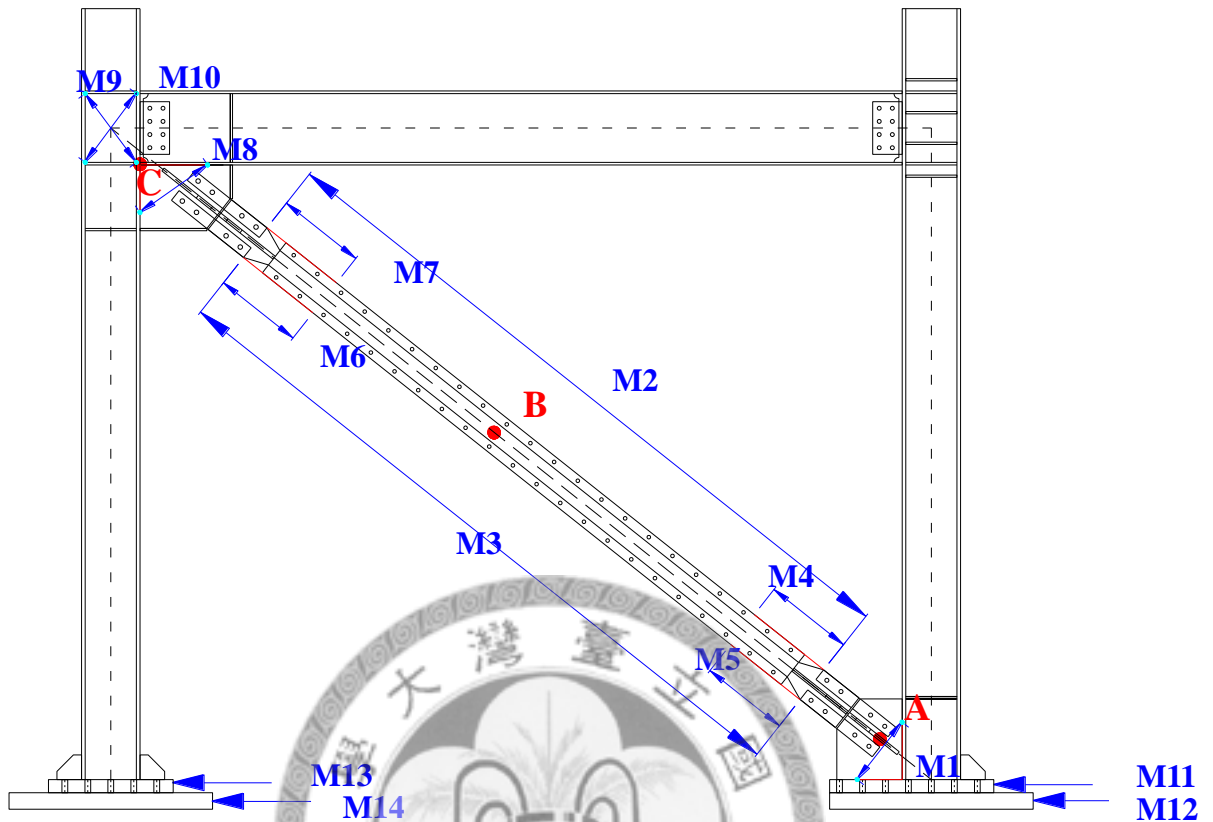


圖 2.52 位移計及拉線式位移計量測位置示意圖

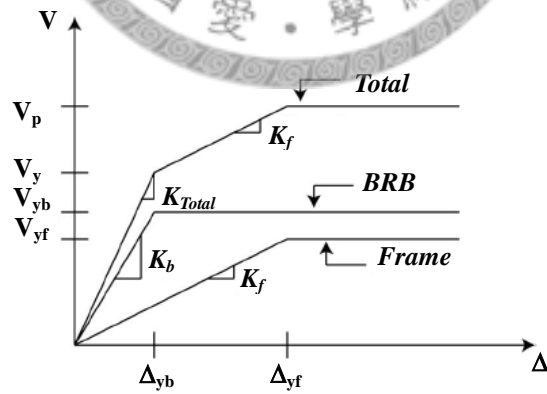


圖 2.53 消能支撐與構架間之勁度關係

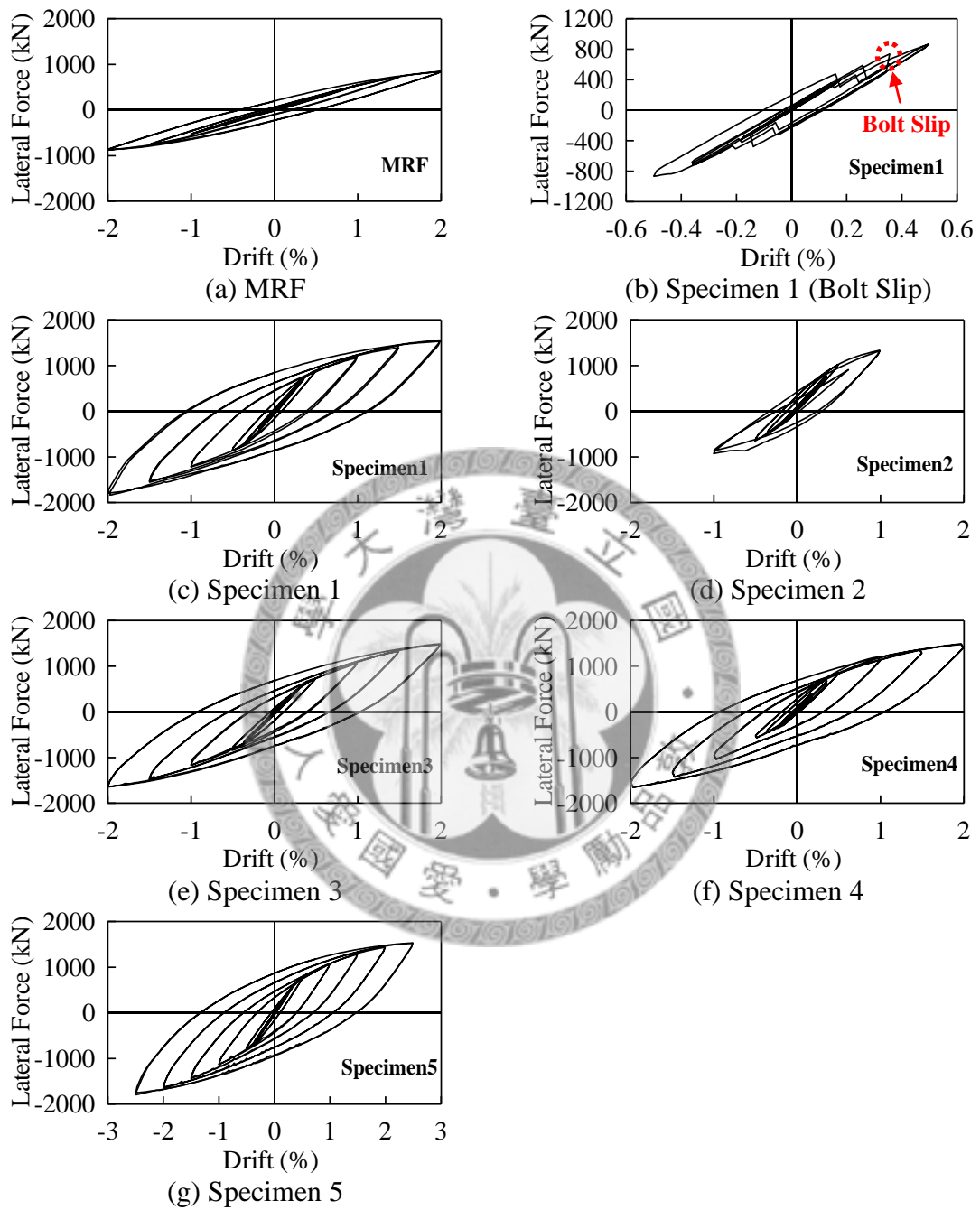


圖 3.1 各試體千斤頂力量與層間位移角關係圖

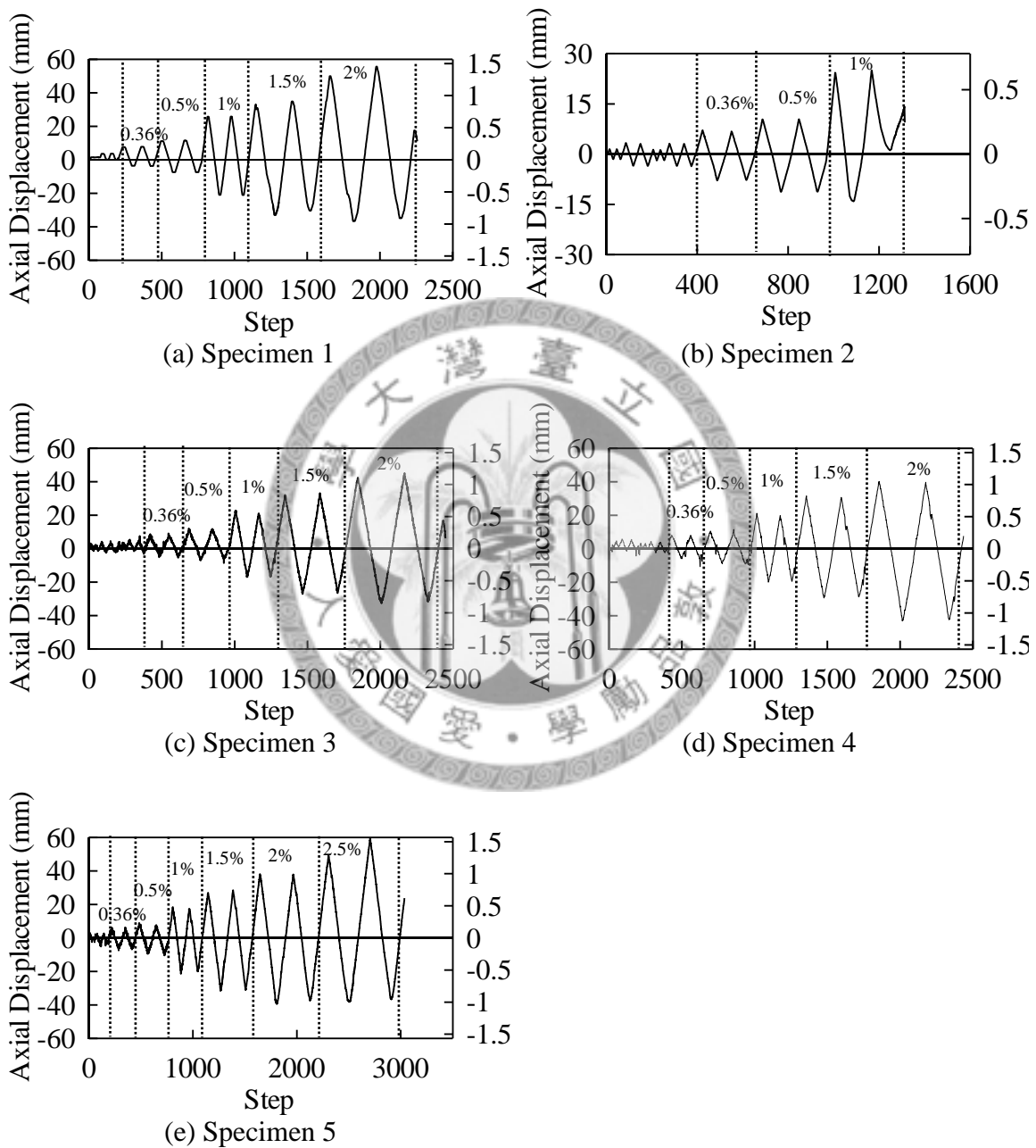


圖 3.2 各試體消能支撐軸向位移歷時

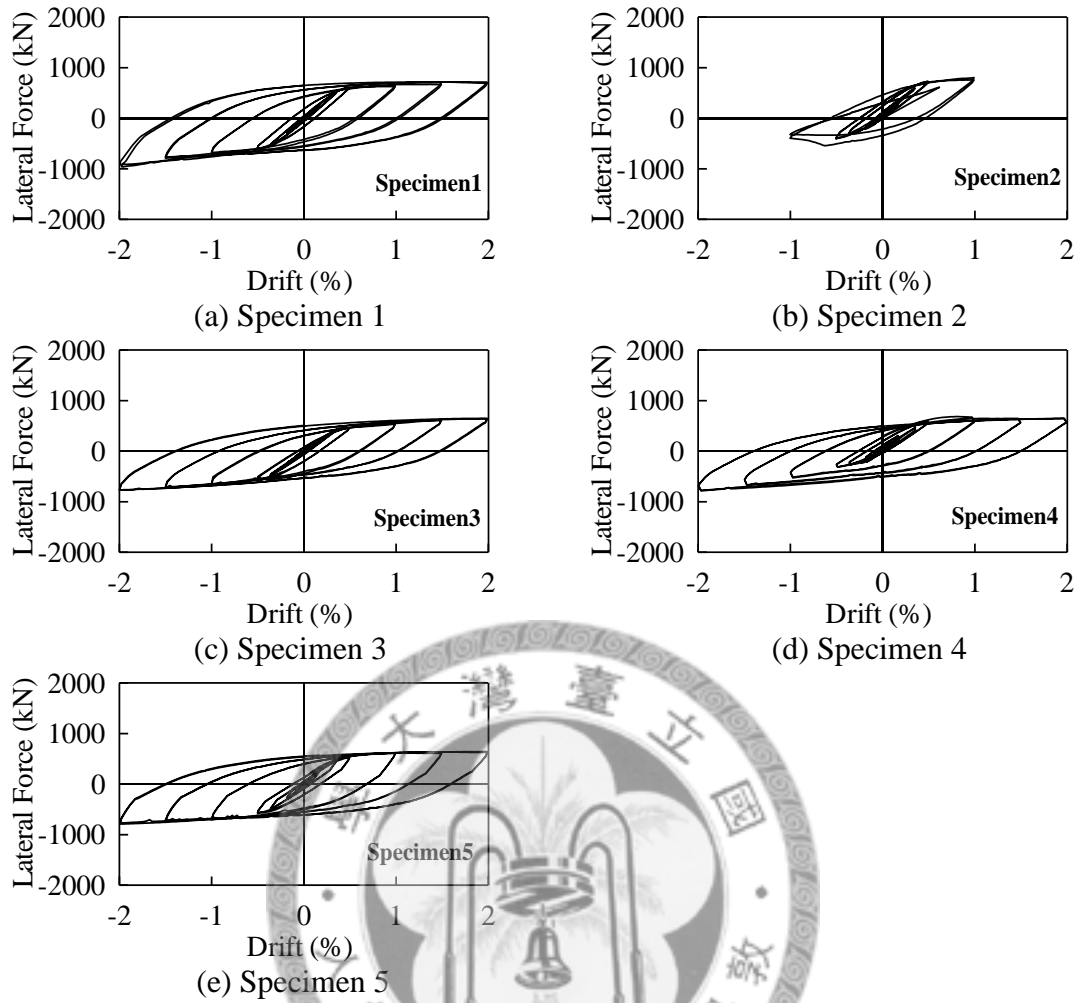


圖 3.3 各試體消能支撐側力與層間側位移角關係圖

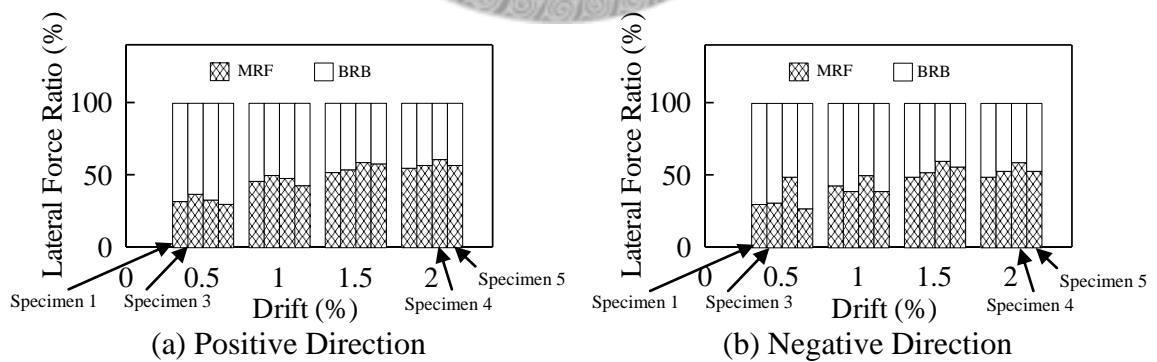


圖 3.4 各試體消能支撐與構架所佔側力百分比

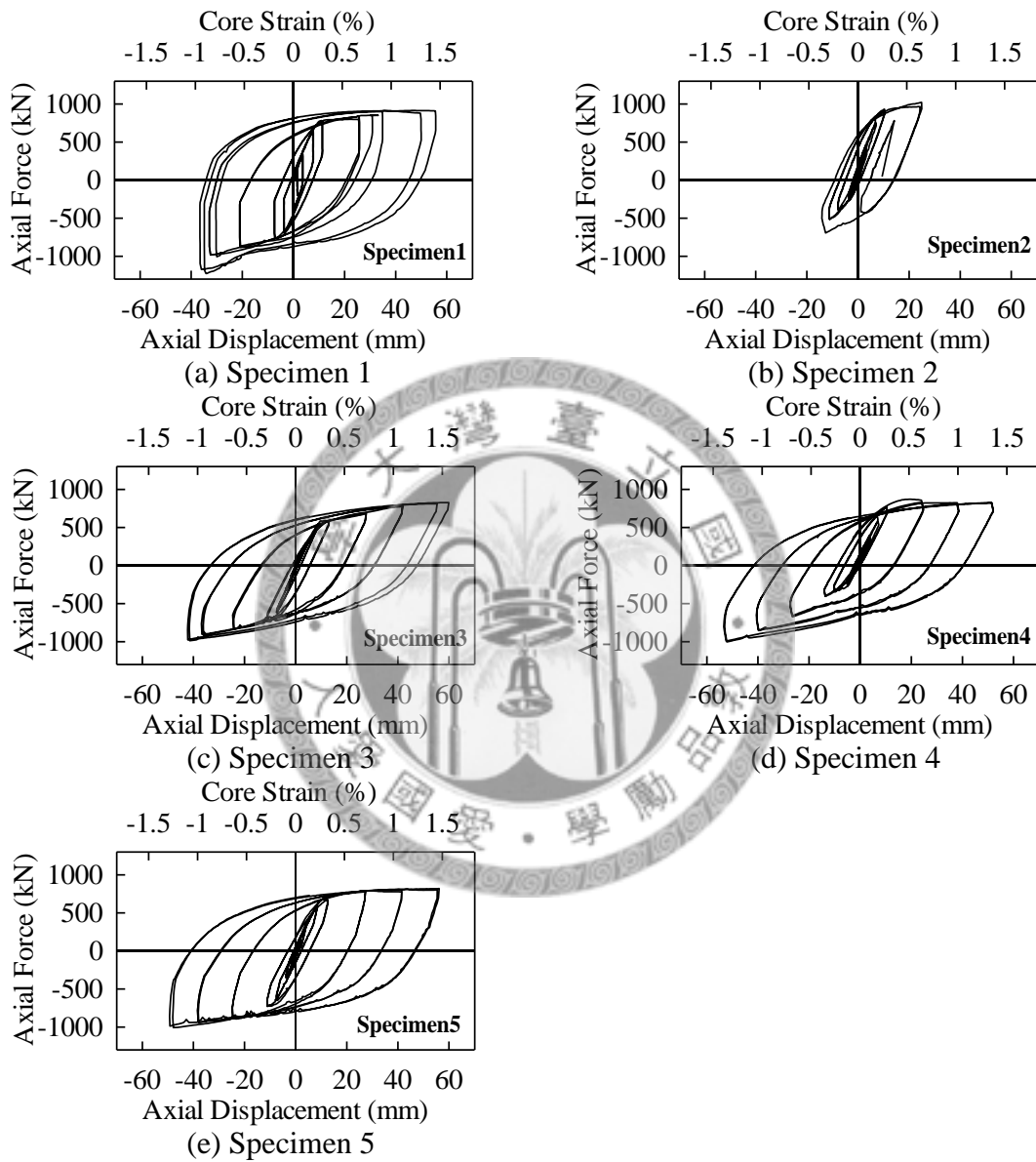


圖 3.5 各試體消能支撐軸力與軸向位移關係圖

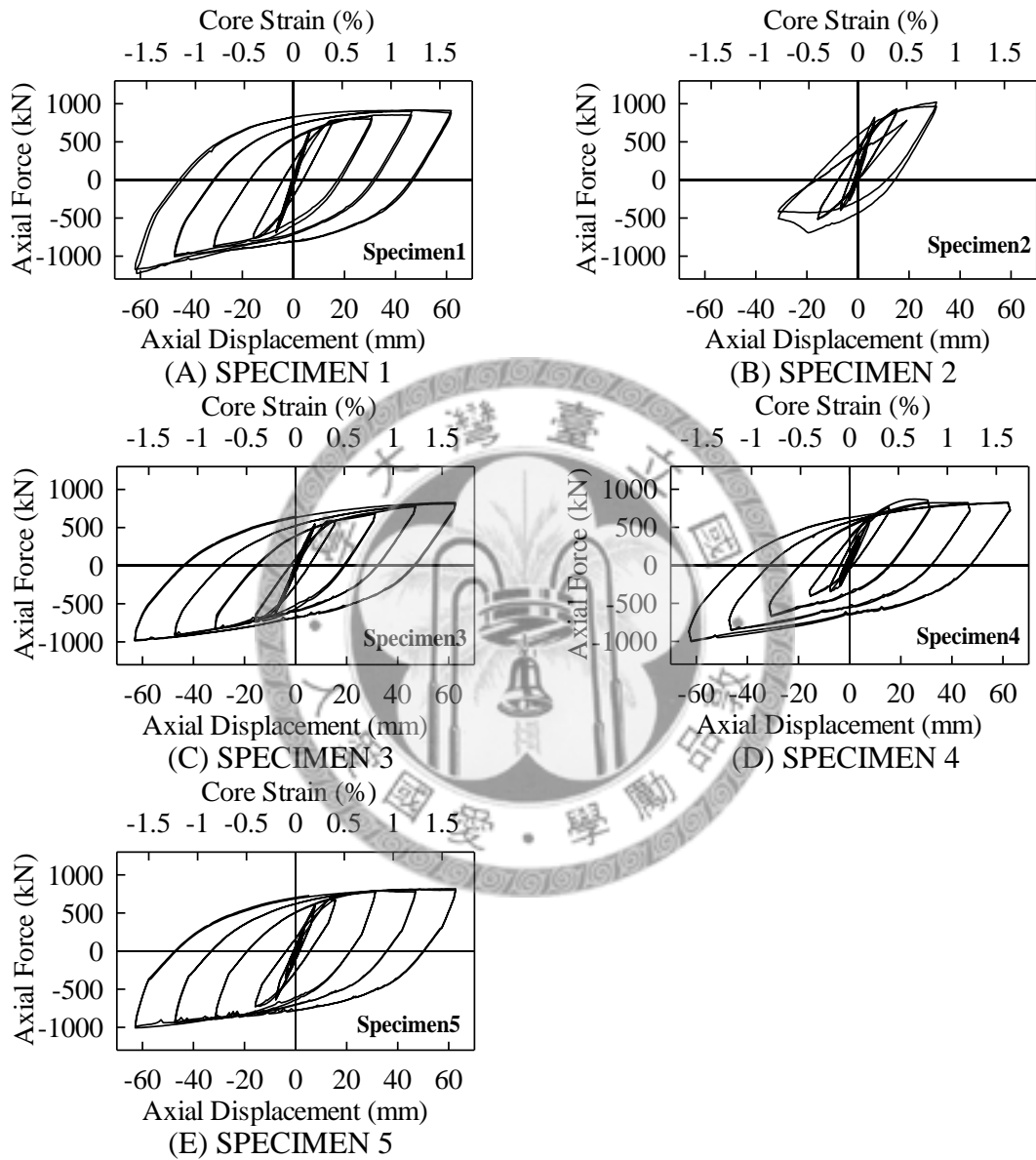


圖 3.6 各試體消能支撐軸力與軸向位移關係圖

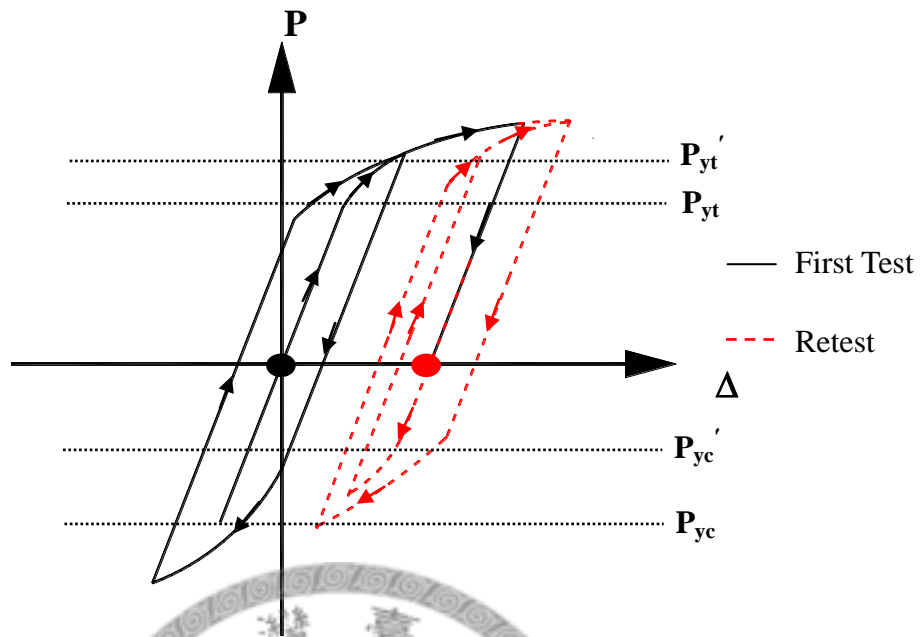


圖 3.7 消能支撐殘餘變形示意圖

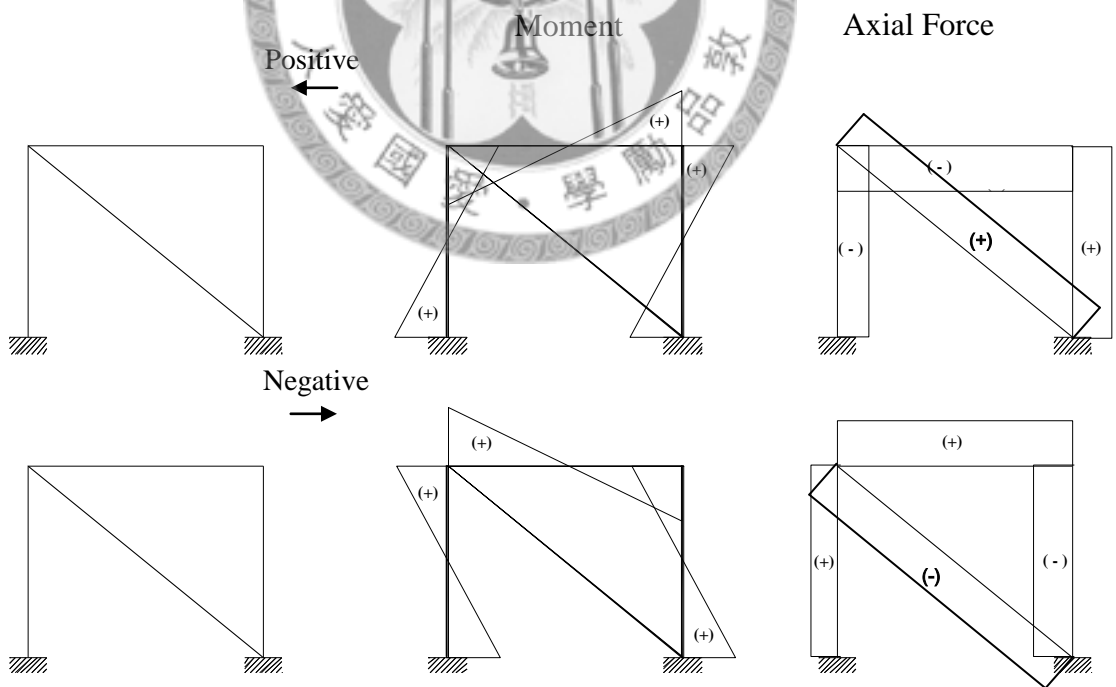
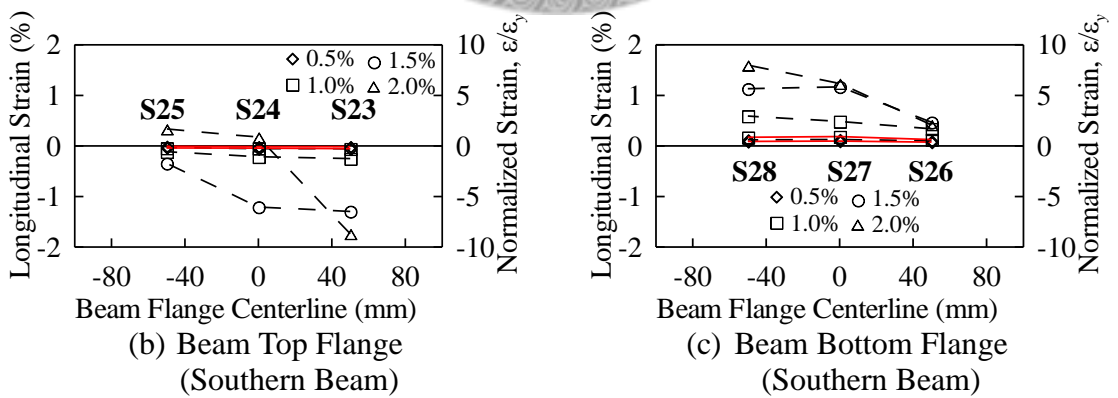
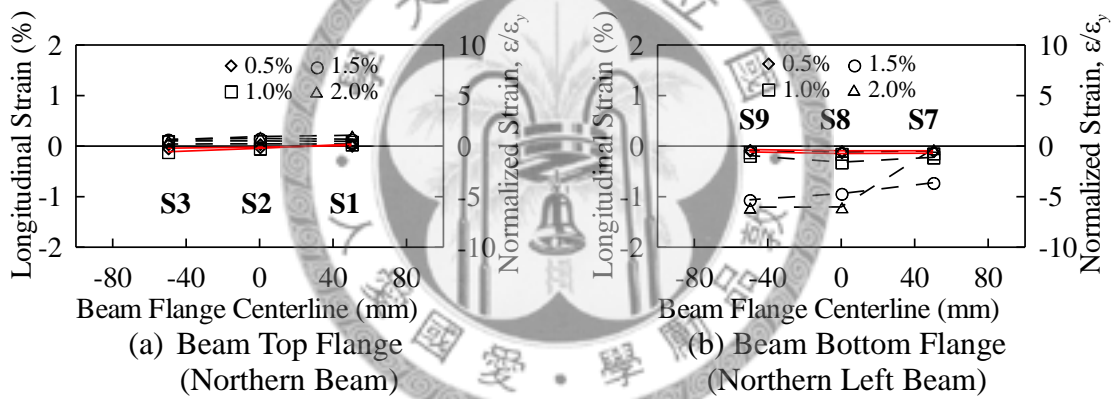
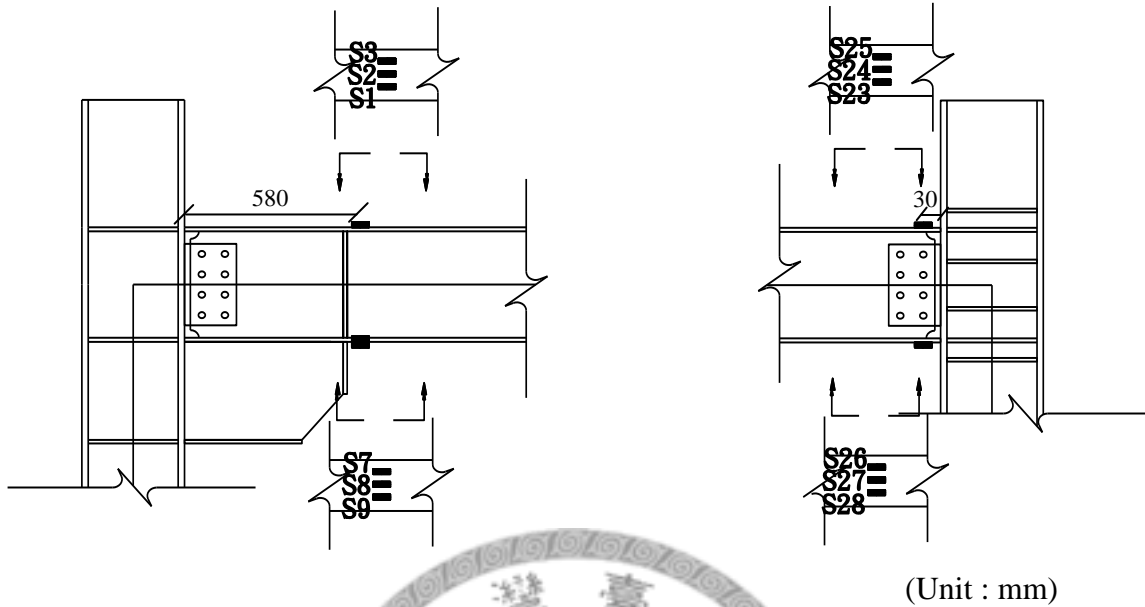
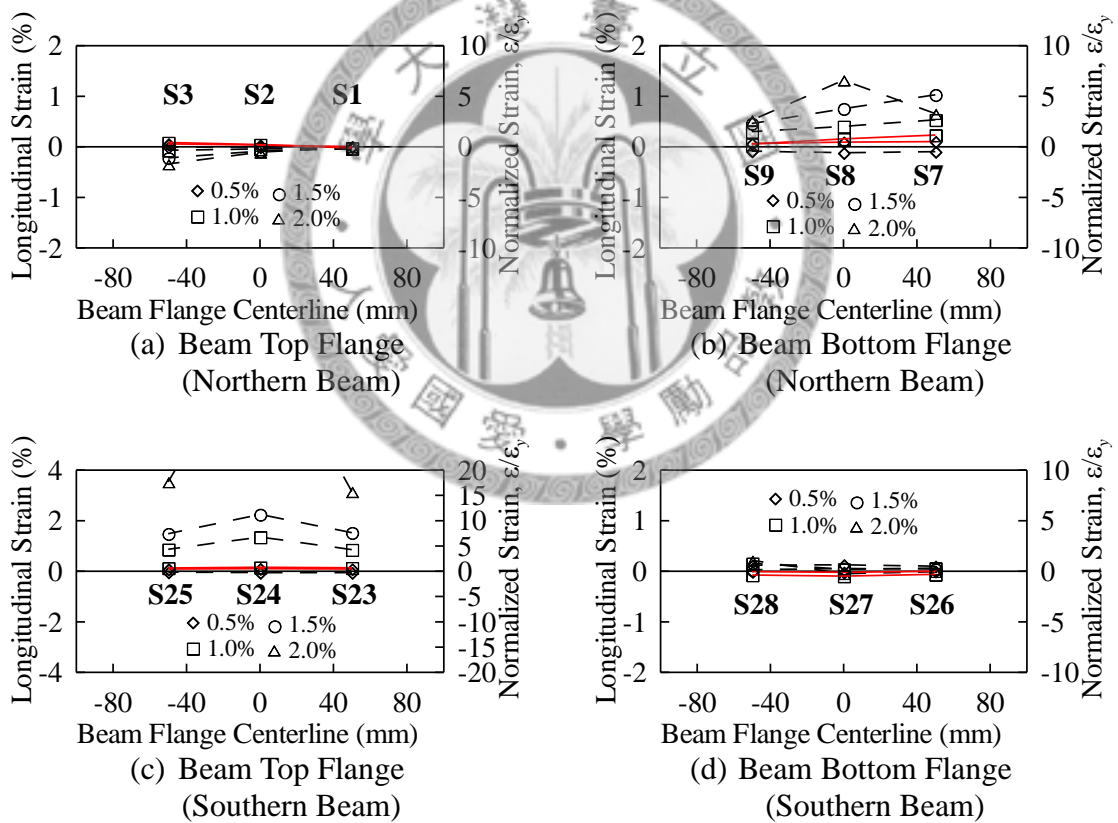
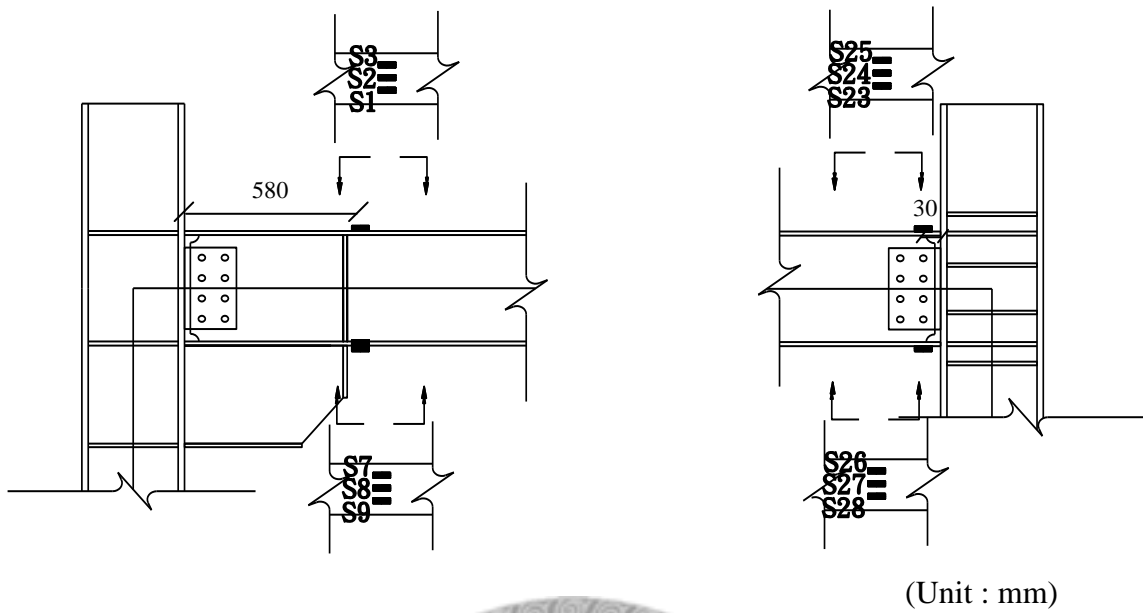


圖 3.8 梁柱彎矩、軸力示意圖



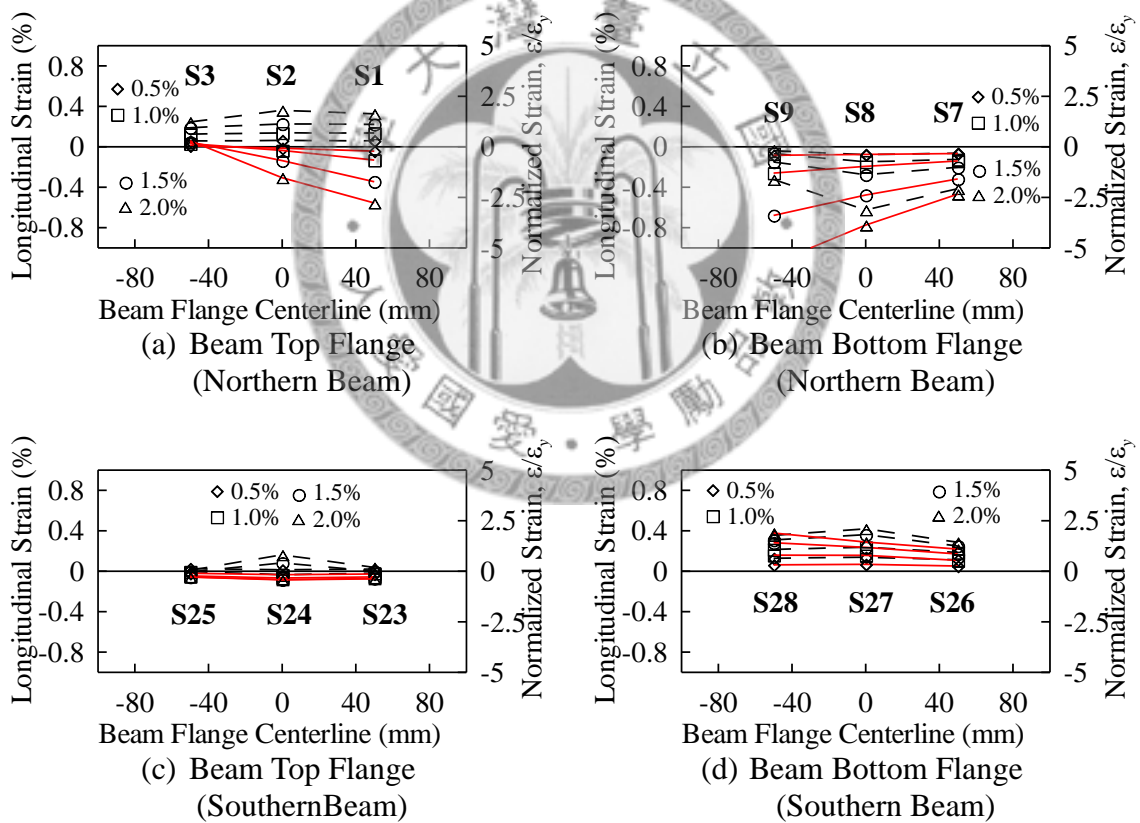
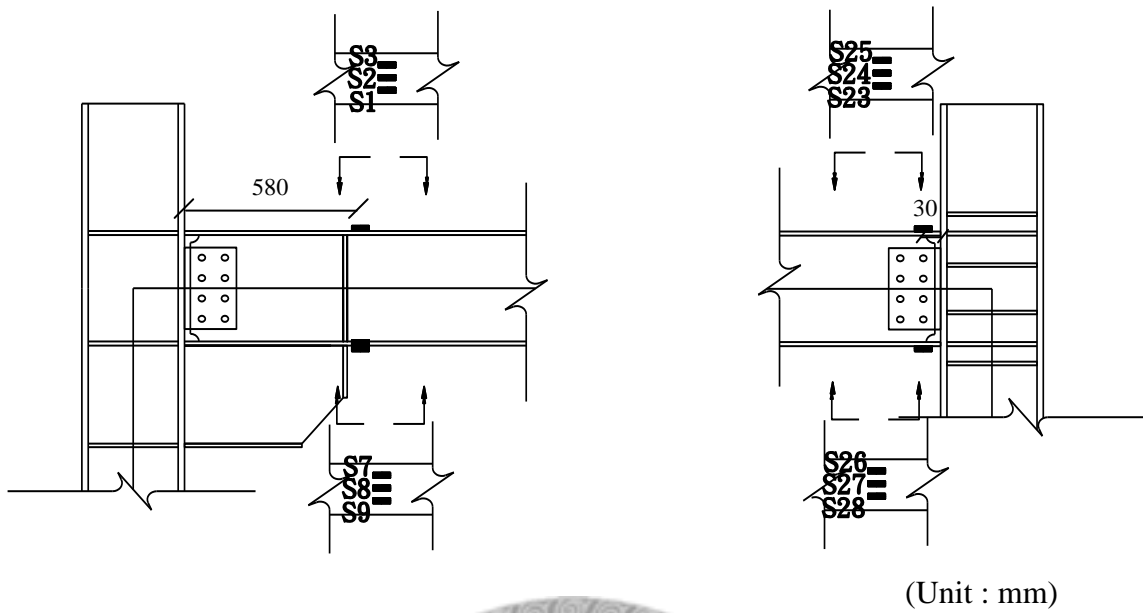
--- Specimen 1 — Specimen 2

圖 3.9 試體一及試體二梁翼板應變 (正方向)



--- Specimen 1 — Specimen 2

圖 3.10 試體一及試體二梁翼板應變 (負方向)



--- Specimen 3 — Specimen 4

圖 3.11 試體三及試體四梁翼板應變比較(正方向)

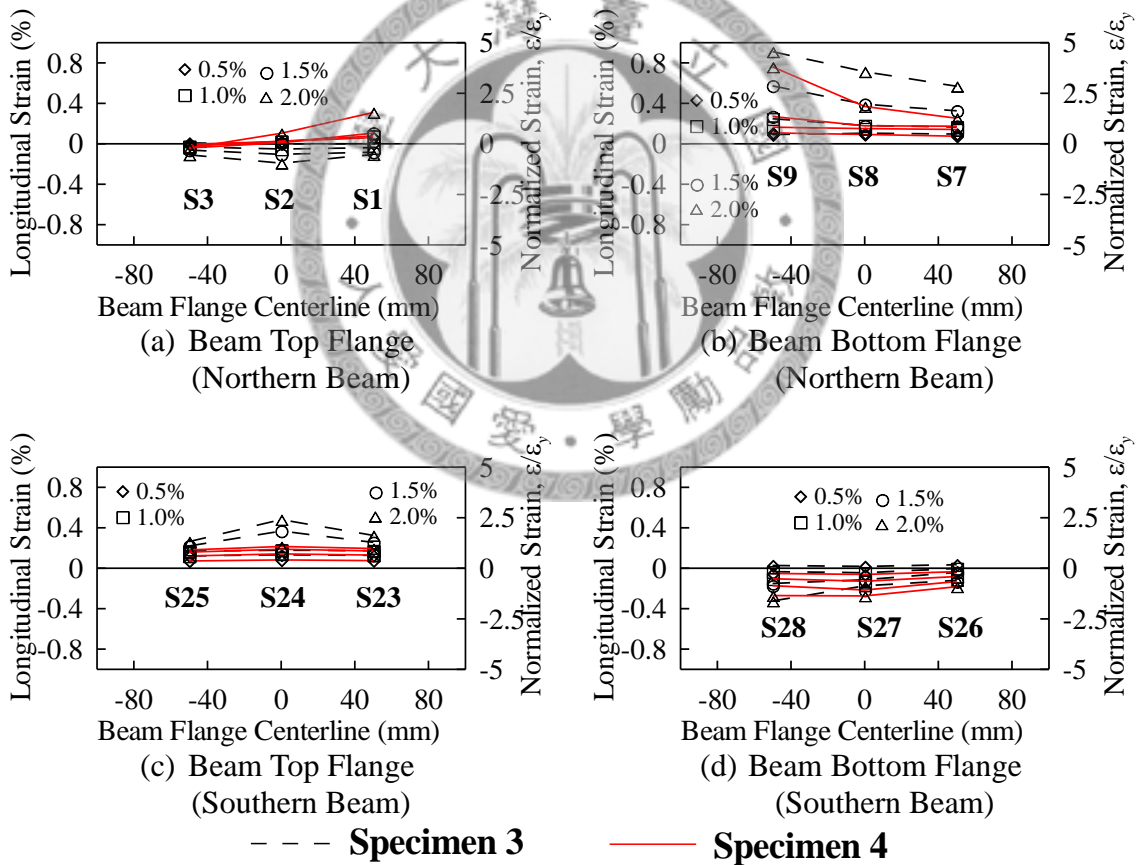
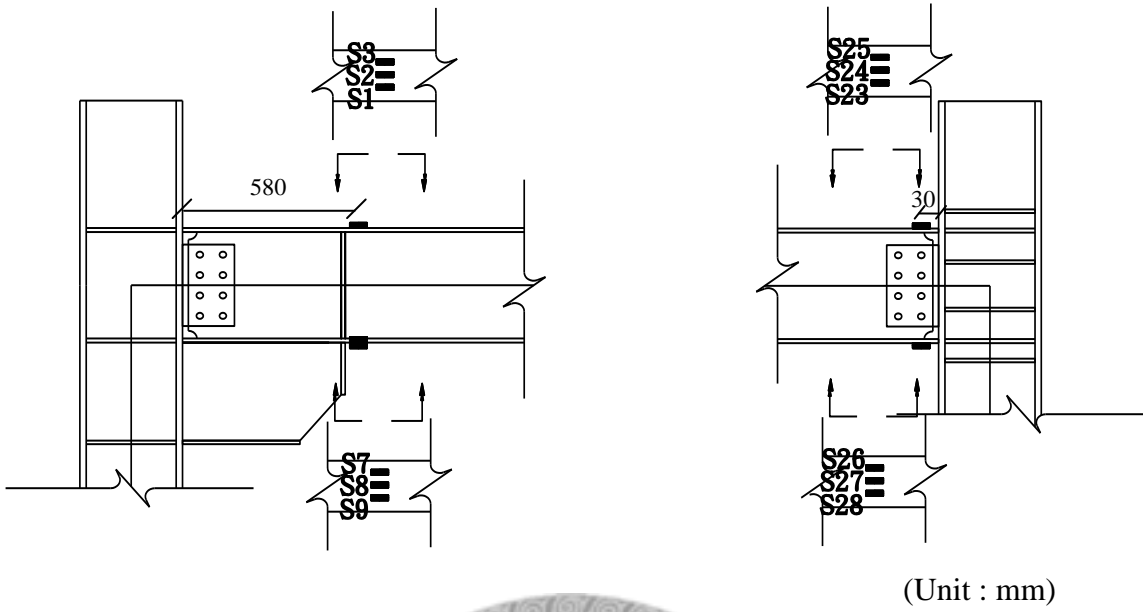


圖 3.12 試體三及試體四梁翼板應變比較(負方向)

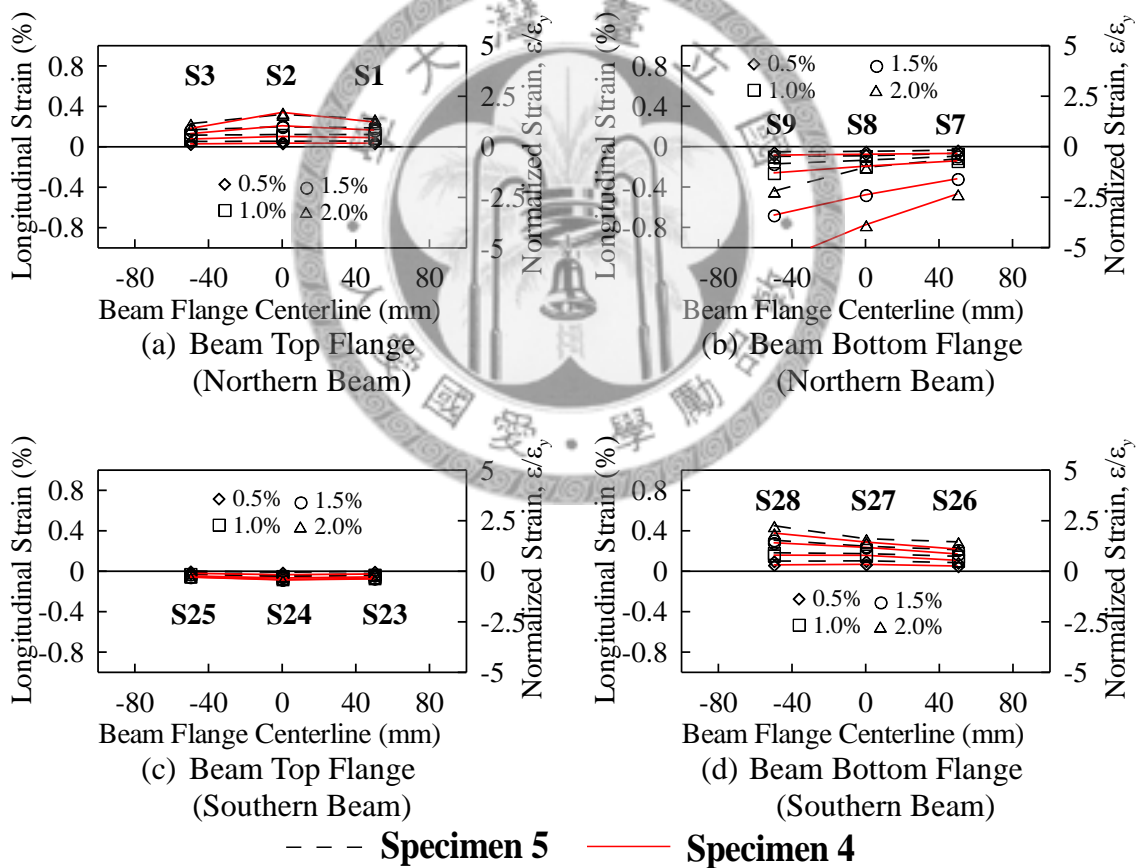
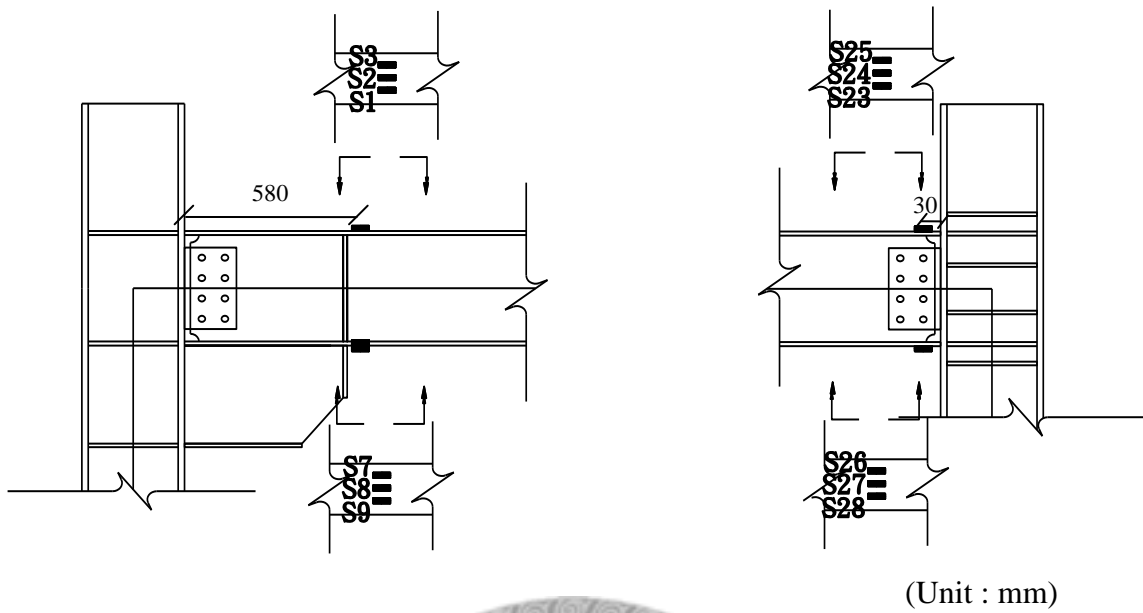


圖 3.13 試體五及試體四梁翼板應變(正方向)

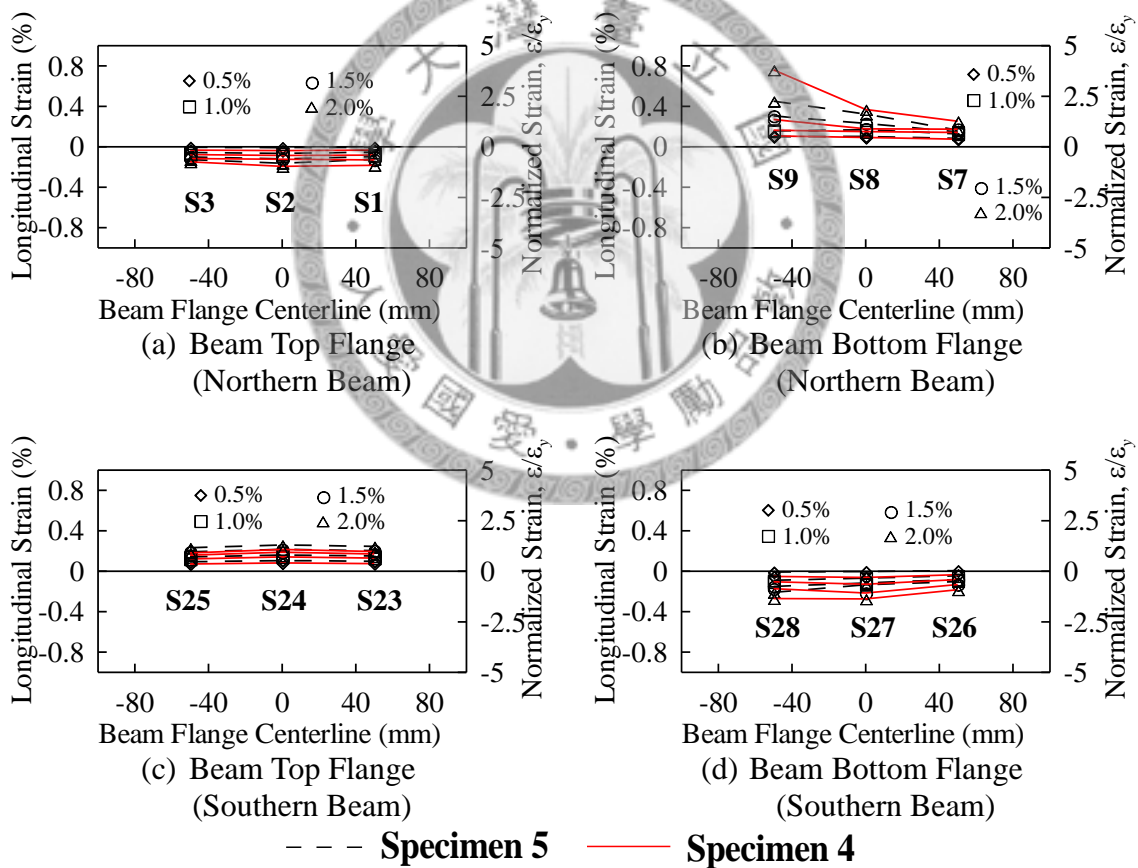
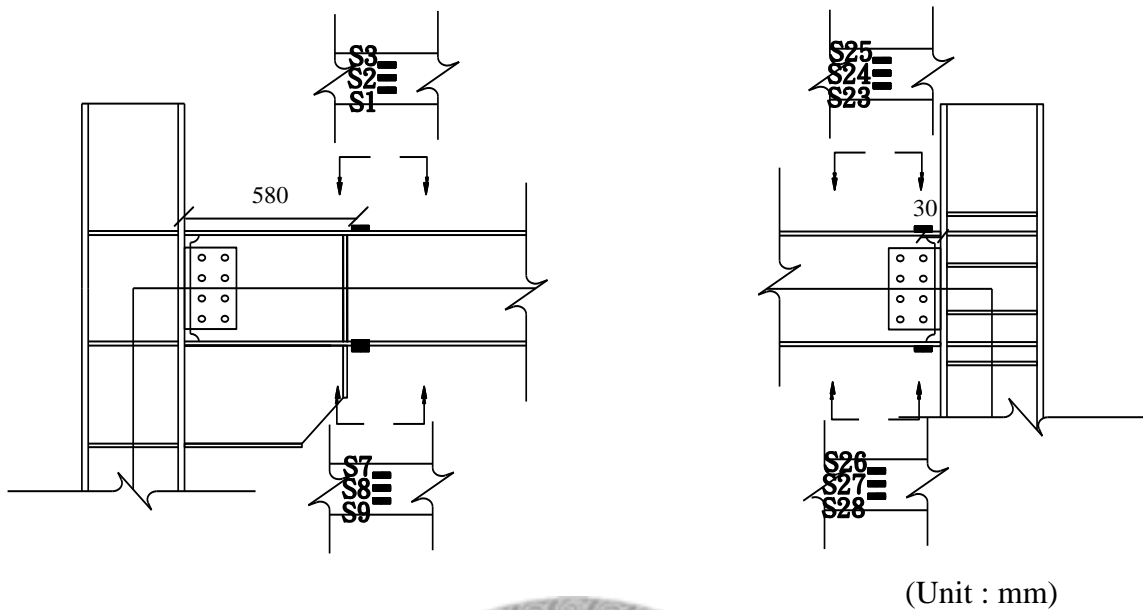


圖 3.14 試體五及試體四梁翼板應變(負方向)

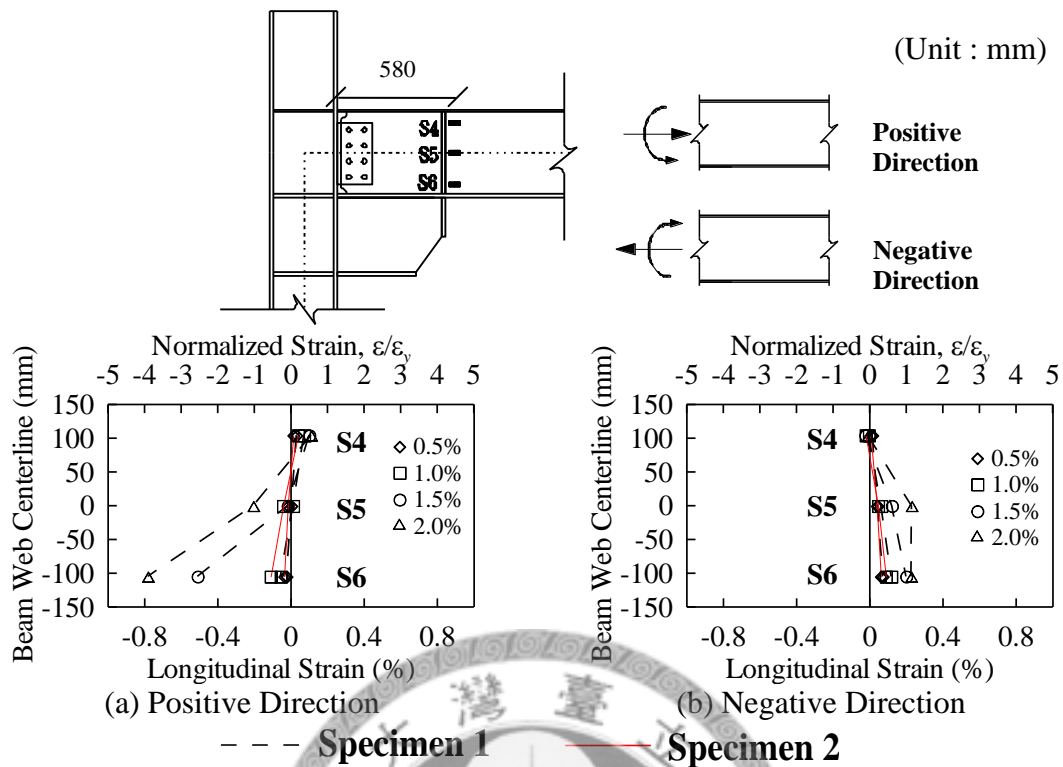


圖 3.15 試體一及試體二左梁腹板應變

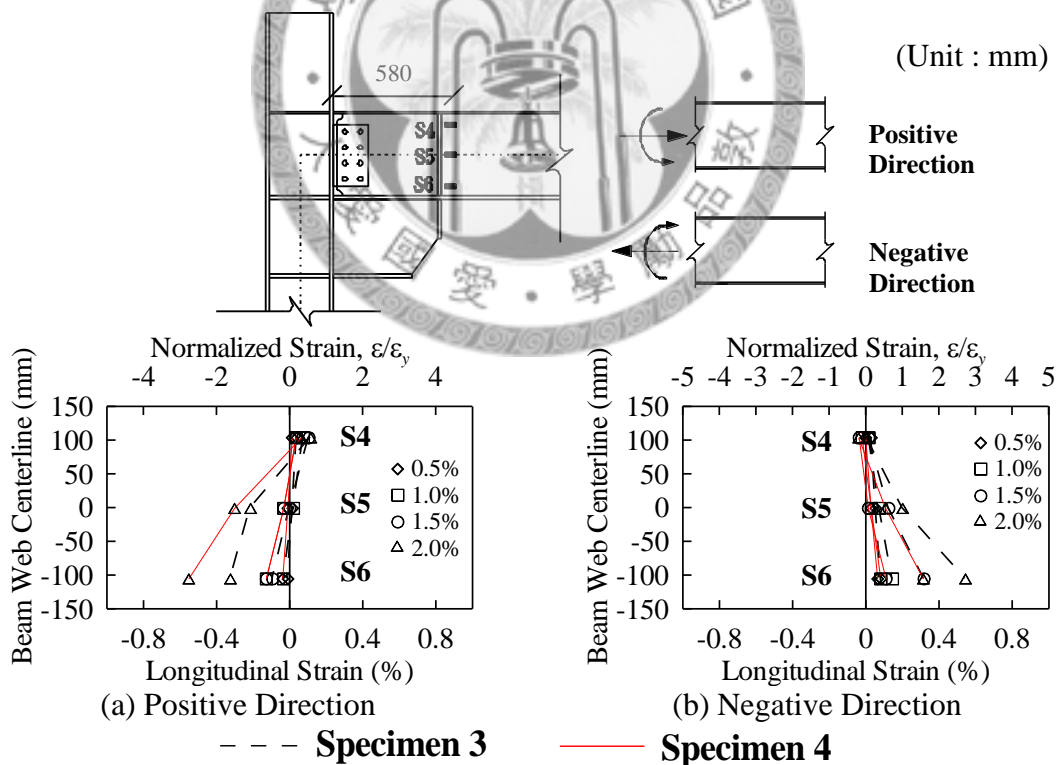


圖 3.16 試體三及試體四左梁腹板應變

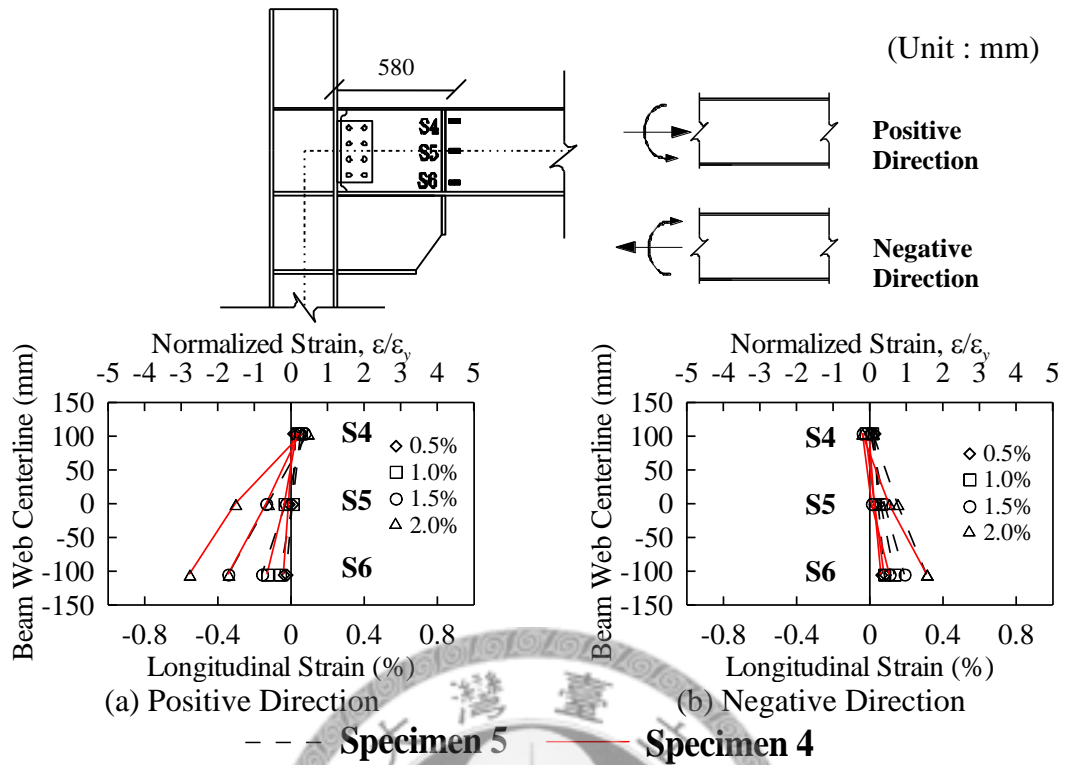


圖 3.17 試體五及試體四左梁腹板應變

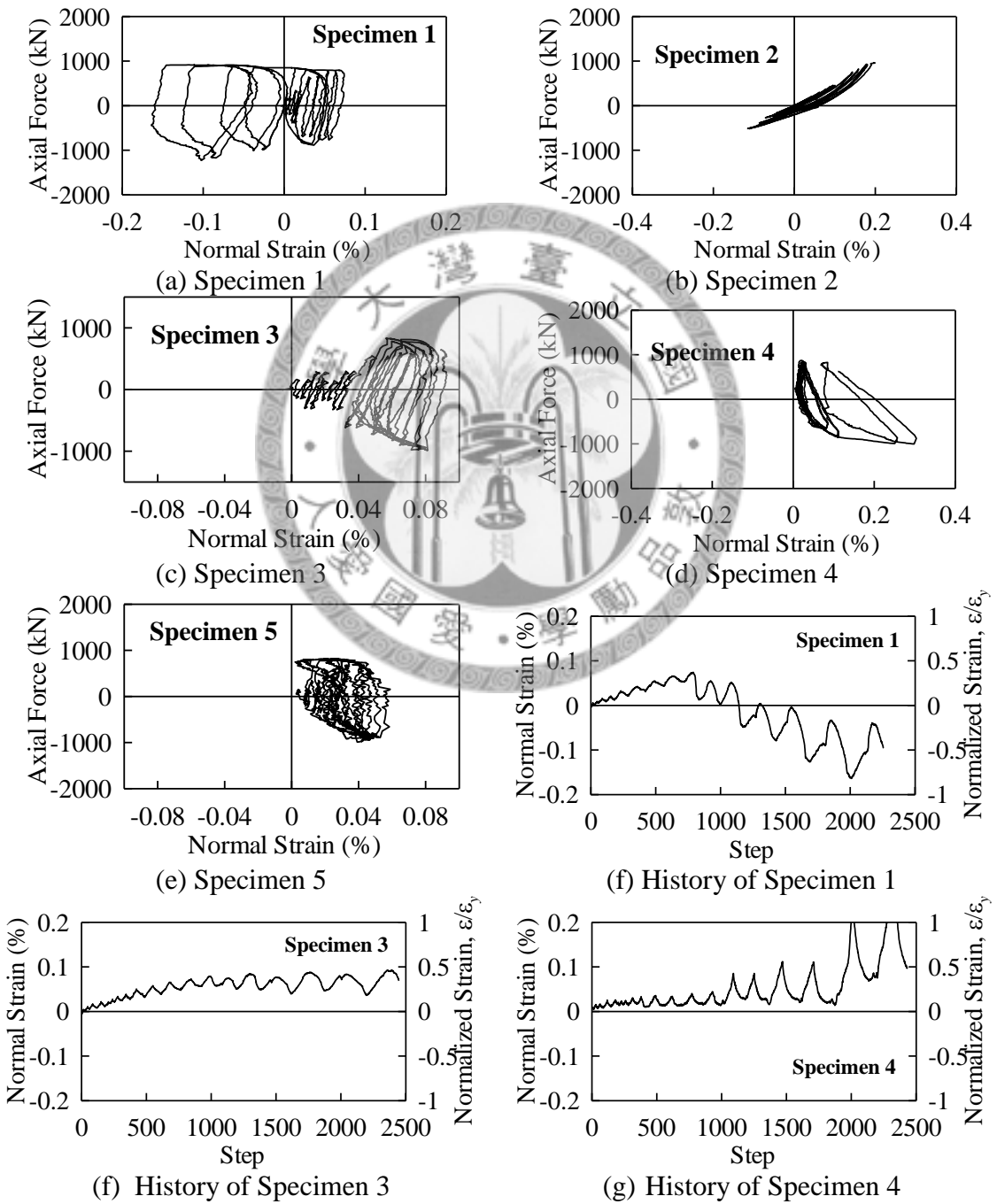
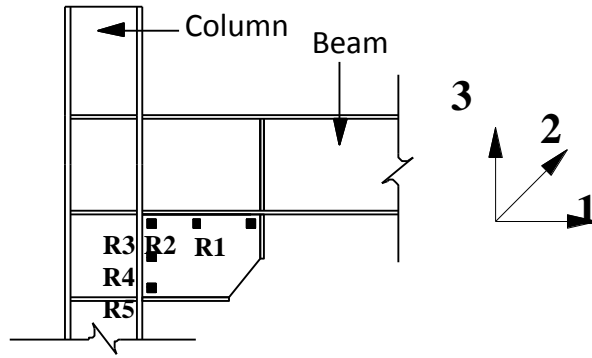
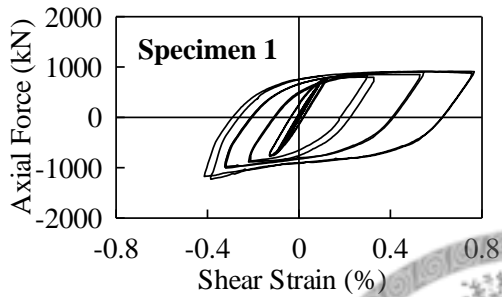
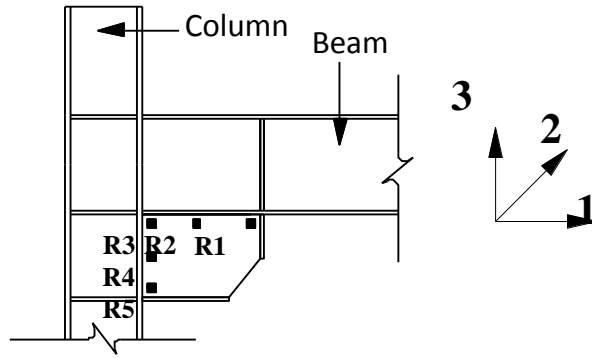
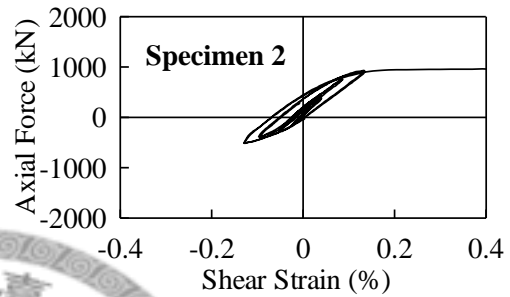


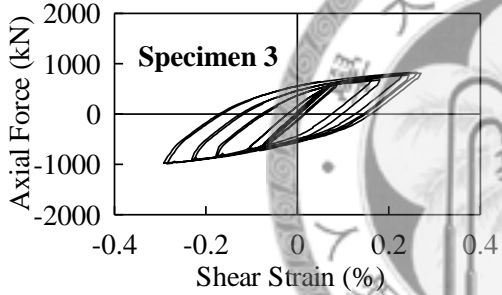
圖 3.18 各試體 R1 位置 3 方向應變歷時及歷時與耗能支撐軸力遲滯圖



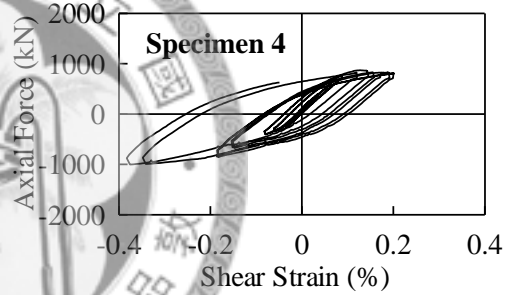
(a) Specimen 1



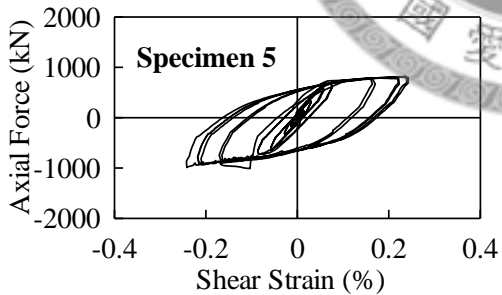
(b) Specimen 2



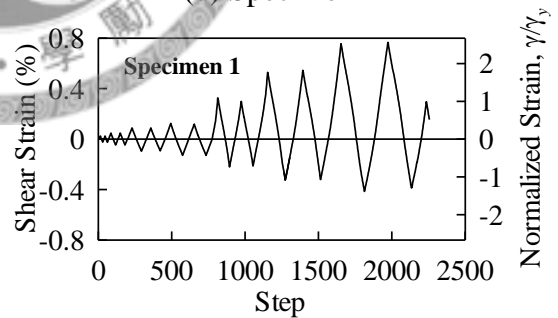
(c) Specimen 3



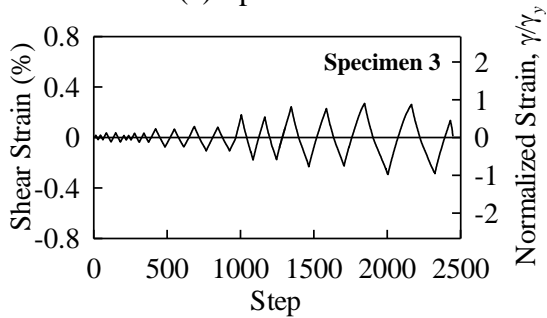
(d) Specimen 4



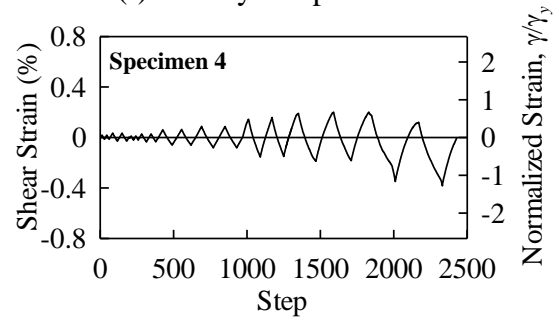
(e) Specimen 5



(f) History of Specimen 1



(g) History of Specimen 3



(h) History of Specimen 4

圖 3.19 各試體 R1 位置剪應變歷時及歷時與消能支撐軸力遲滯圖

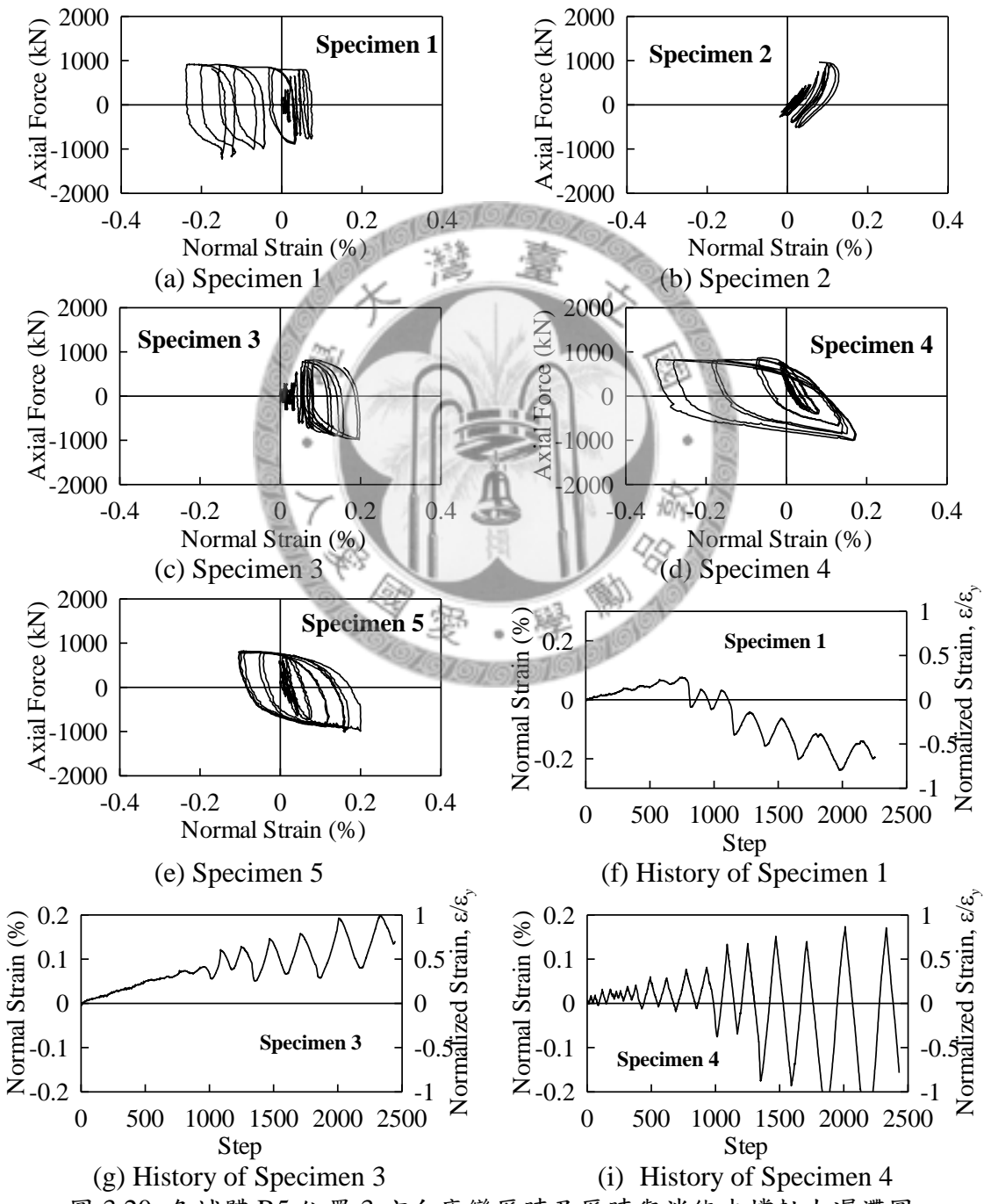
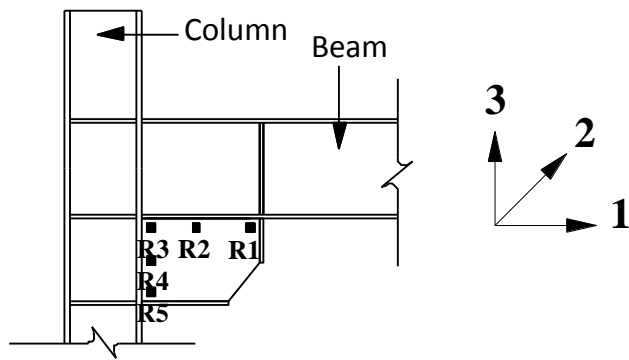


圖 3.20 各試體 R5 位置 3 方向應變歷時及歷時與耗能支撐軸力遲滯圖

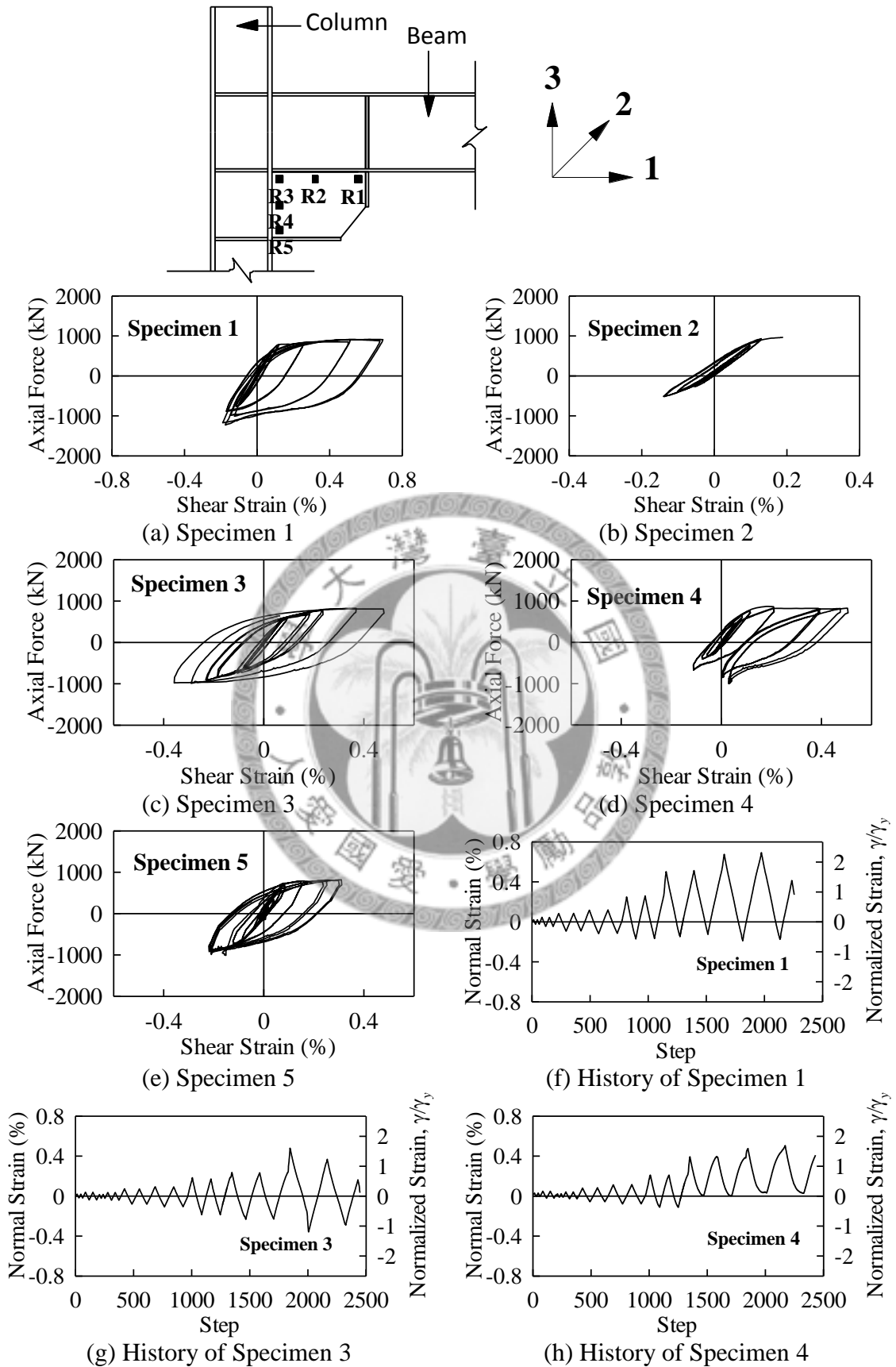


圖 3.21 各試體 R5 位置剪應變歷時及歷時與消能支撐軸力遲滯圖

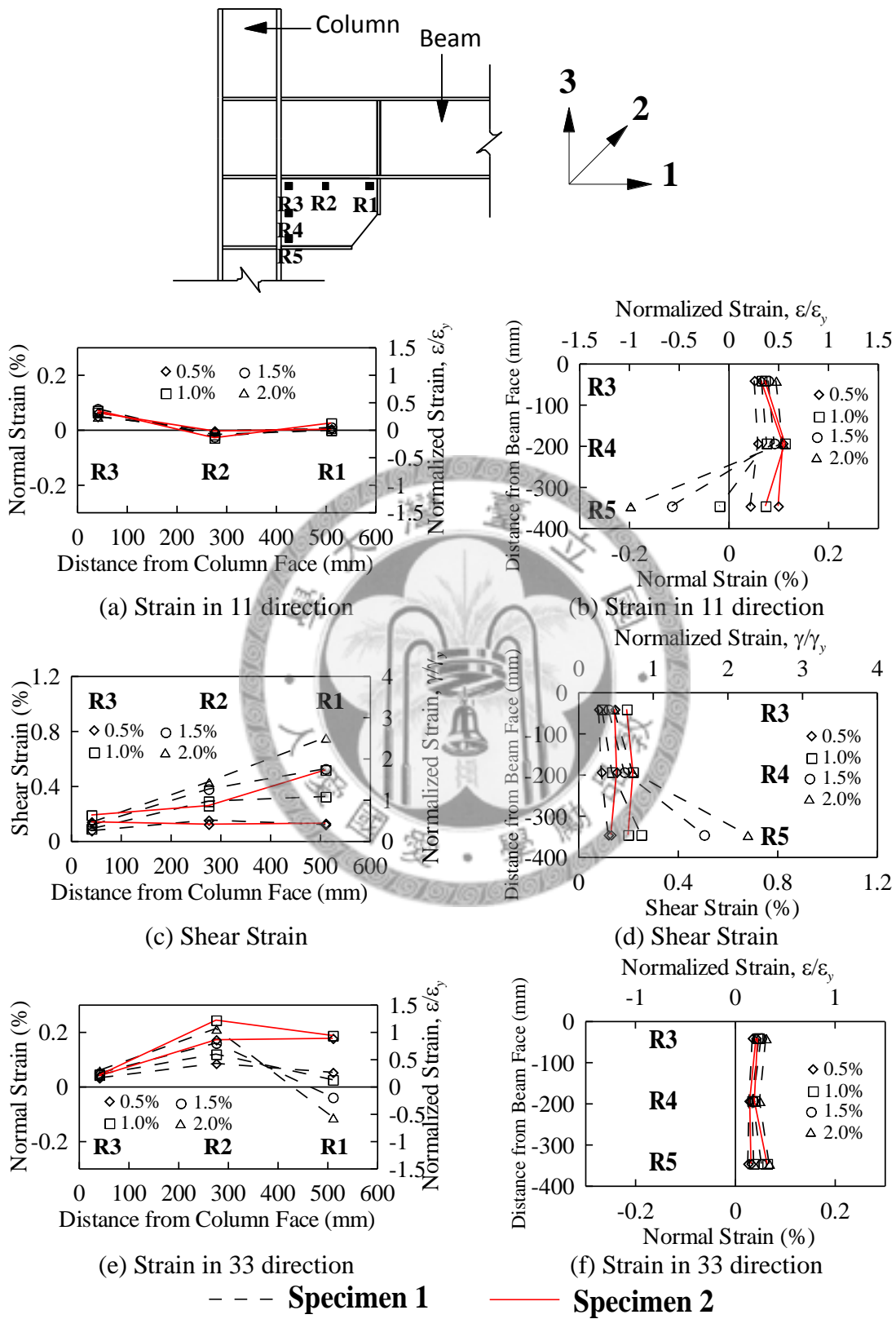


圖 3.22 試體一及試體二上部接合板應變 (正方向)

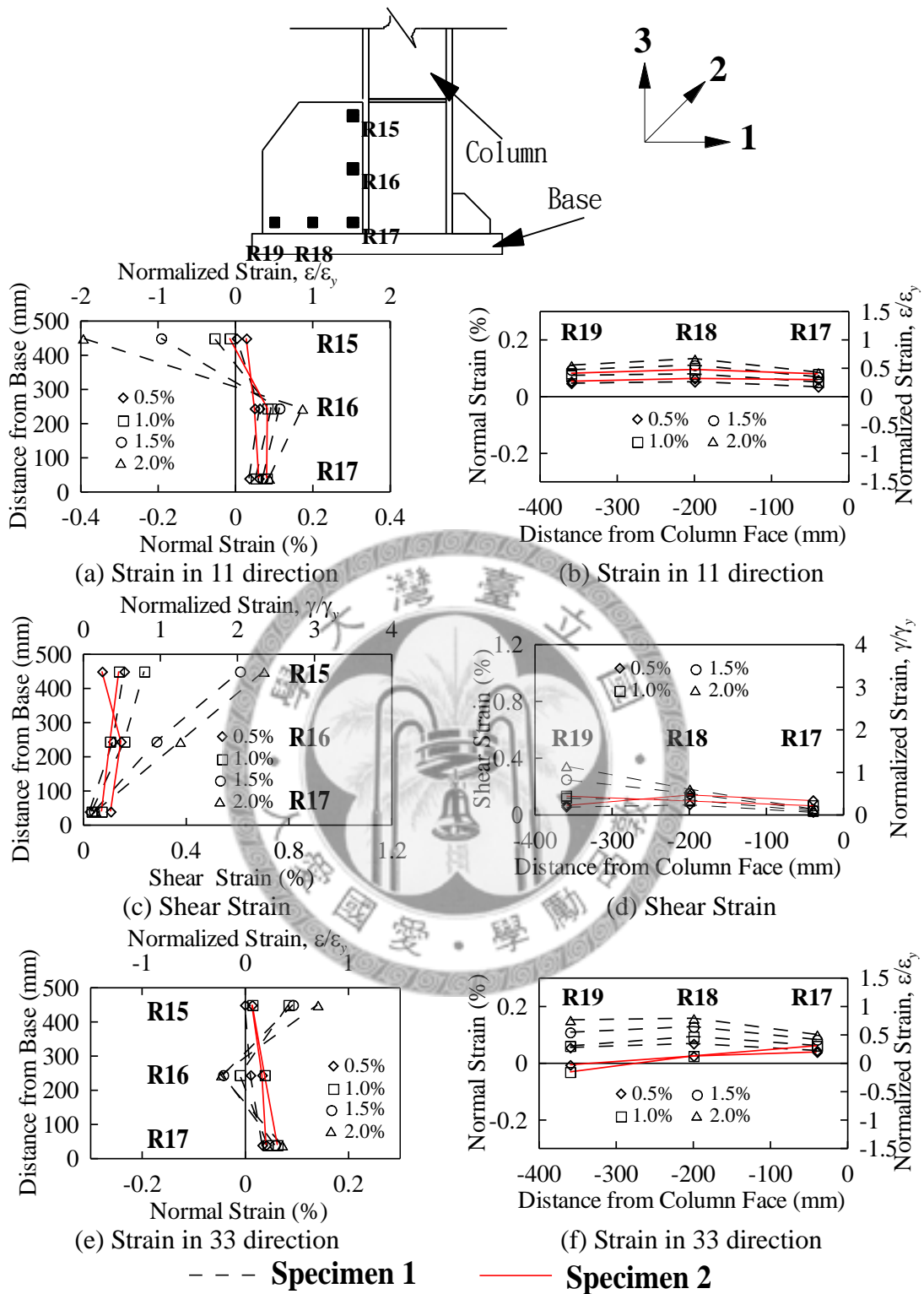


圖 3.23 試體一及試體二下部接合板應變 (正方向)

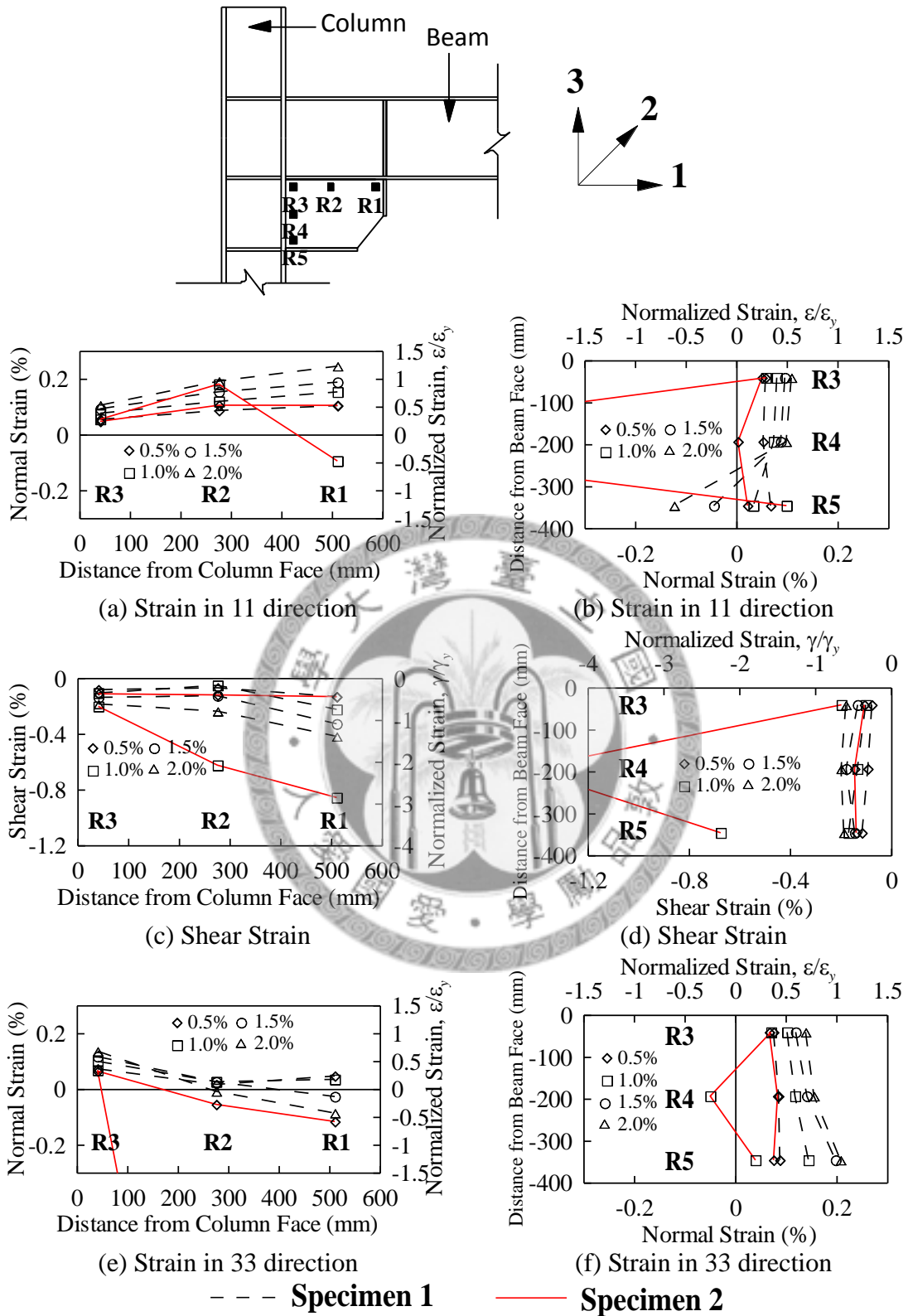


圖 3.24 試體一及試體二上部接合板應變 (負方向)

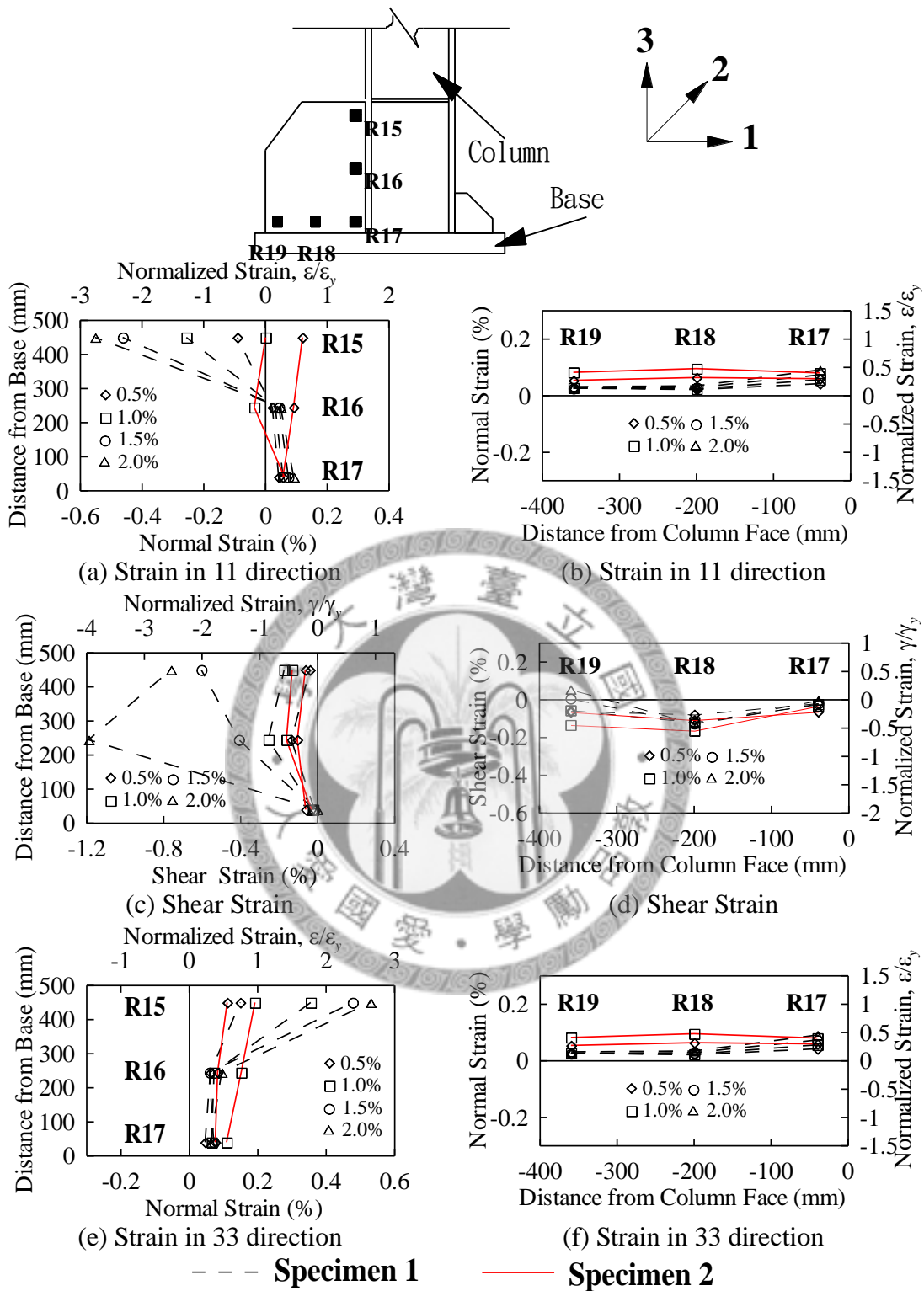


圖 3.25 試體一及試體二下部接合板應變 (負方向)

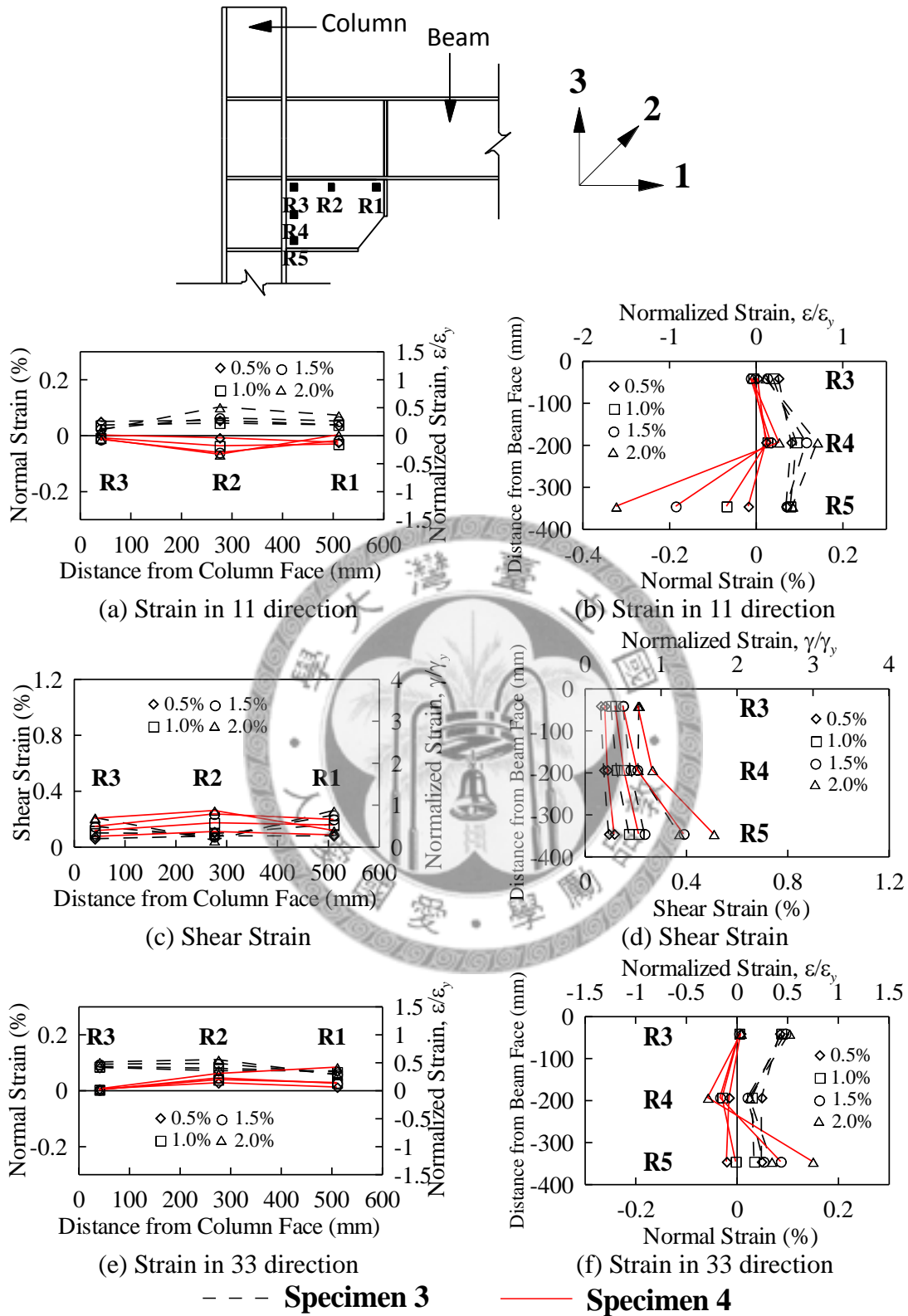


圖 3.26 試體三及試體四上部接合板應變 (正方向)

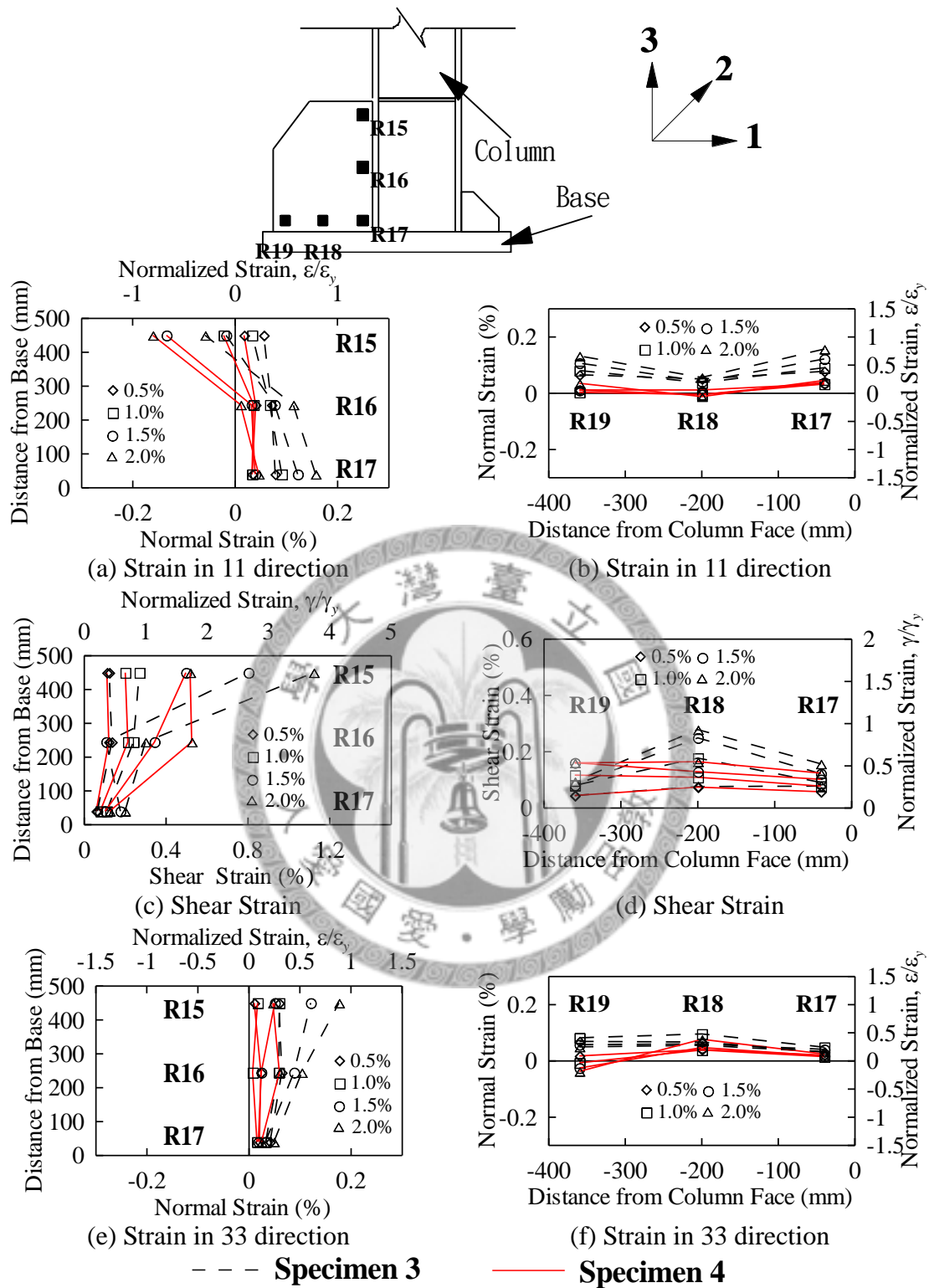
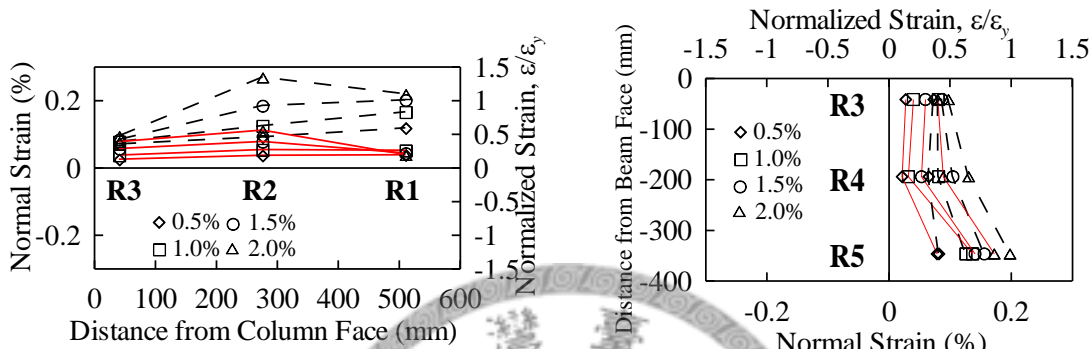
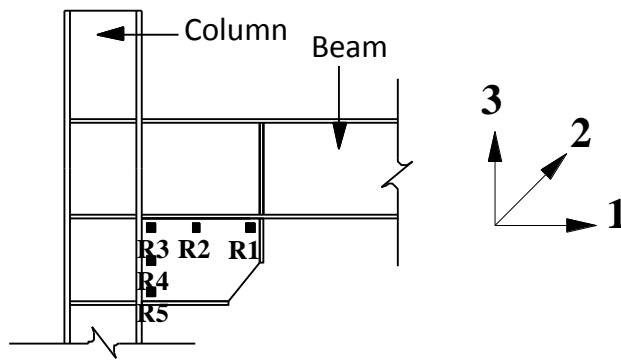
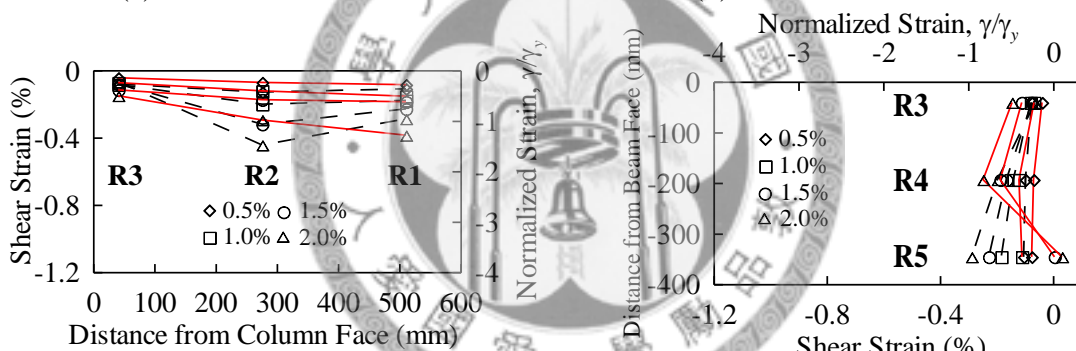


圖 3.27 試體三及試體四下部接合板應變 (正方向)



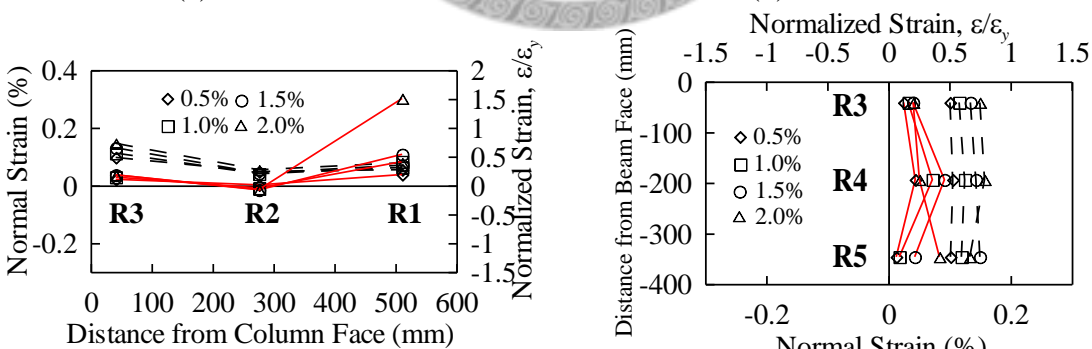
(a) Strain in 11 direction

(b) Strain in 11 direction



(c) Shear Strain

(d) Shear Strain



(e) Strain in 33 direction

(f) Strain in 33 direction

--- Specimen 3

— Specimen 4

圖 3.28 試體三及試體四上部接合板應變 (負方向)

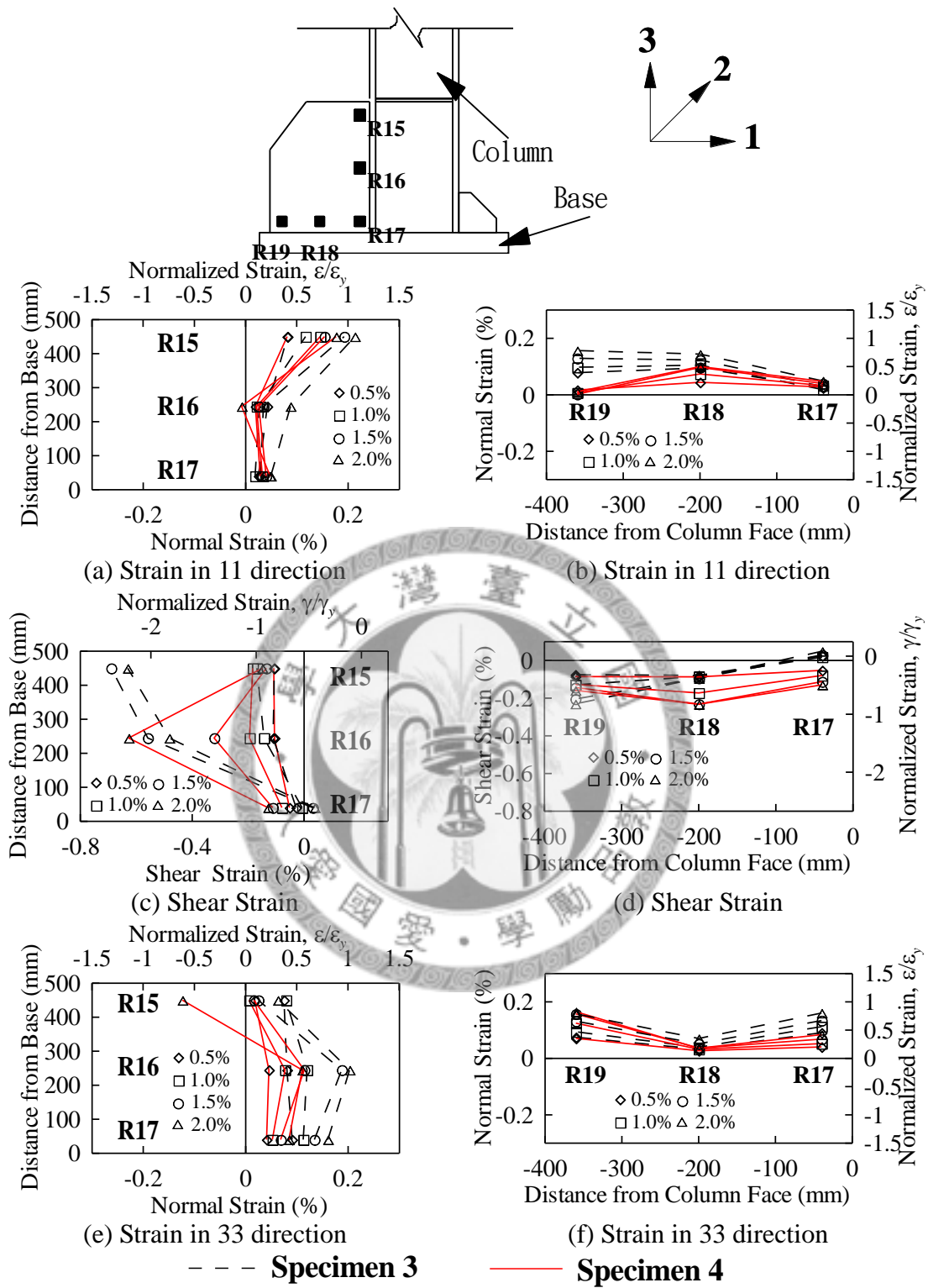


圖 3.29 試體三及試體四下部接合板應變 (負方向)

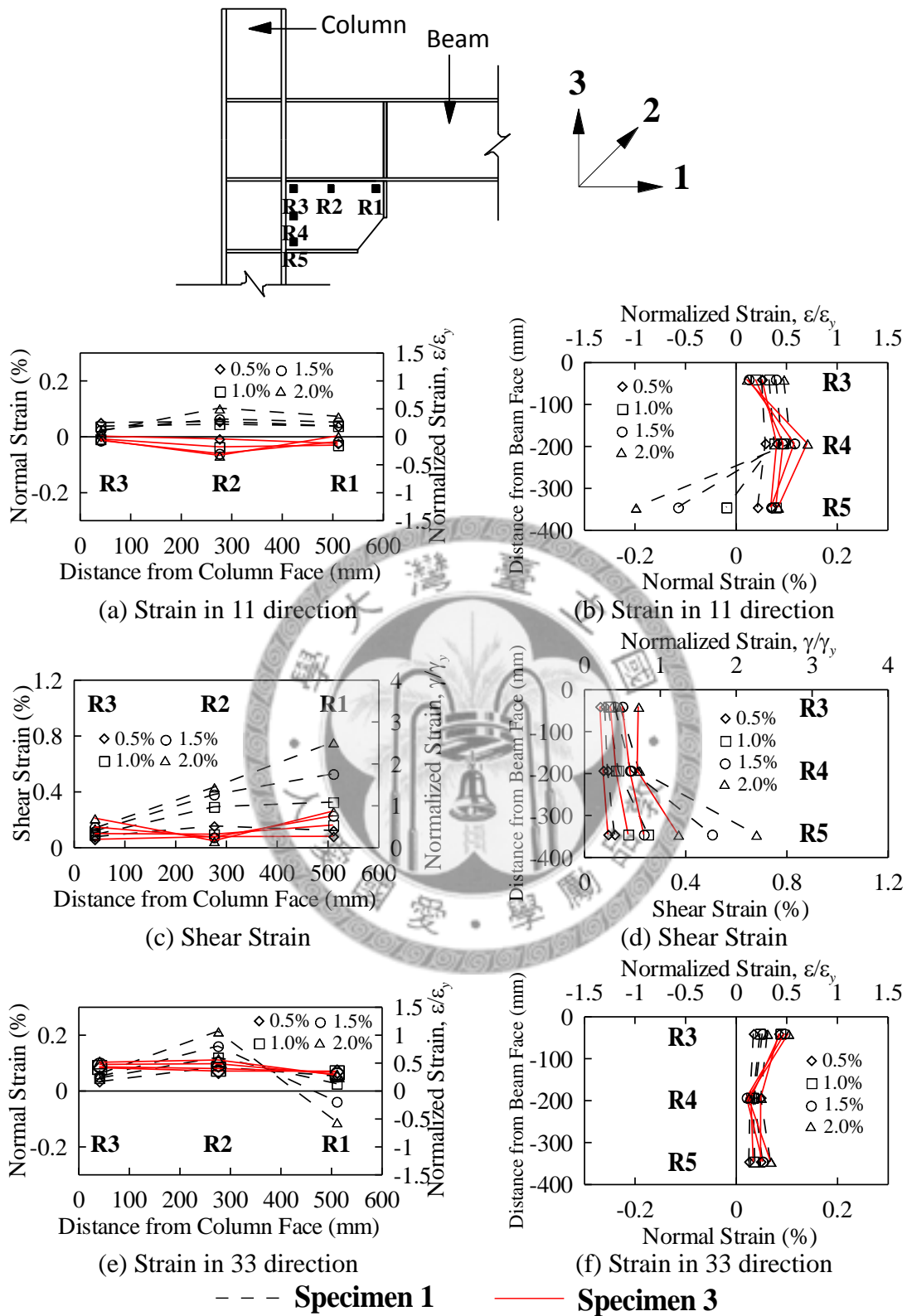


圖 3.30 試體一及試體三上部接合板應變 (正方向)

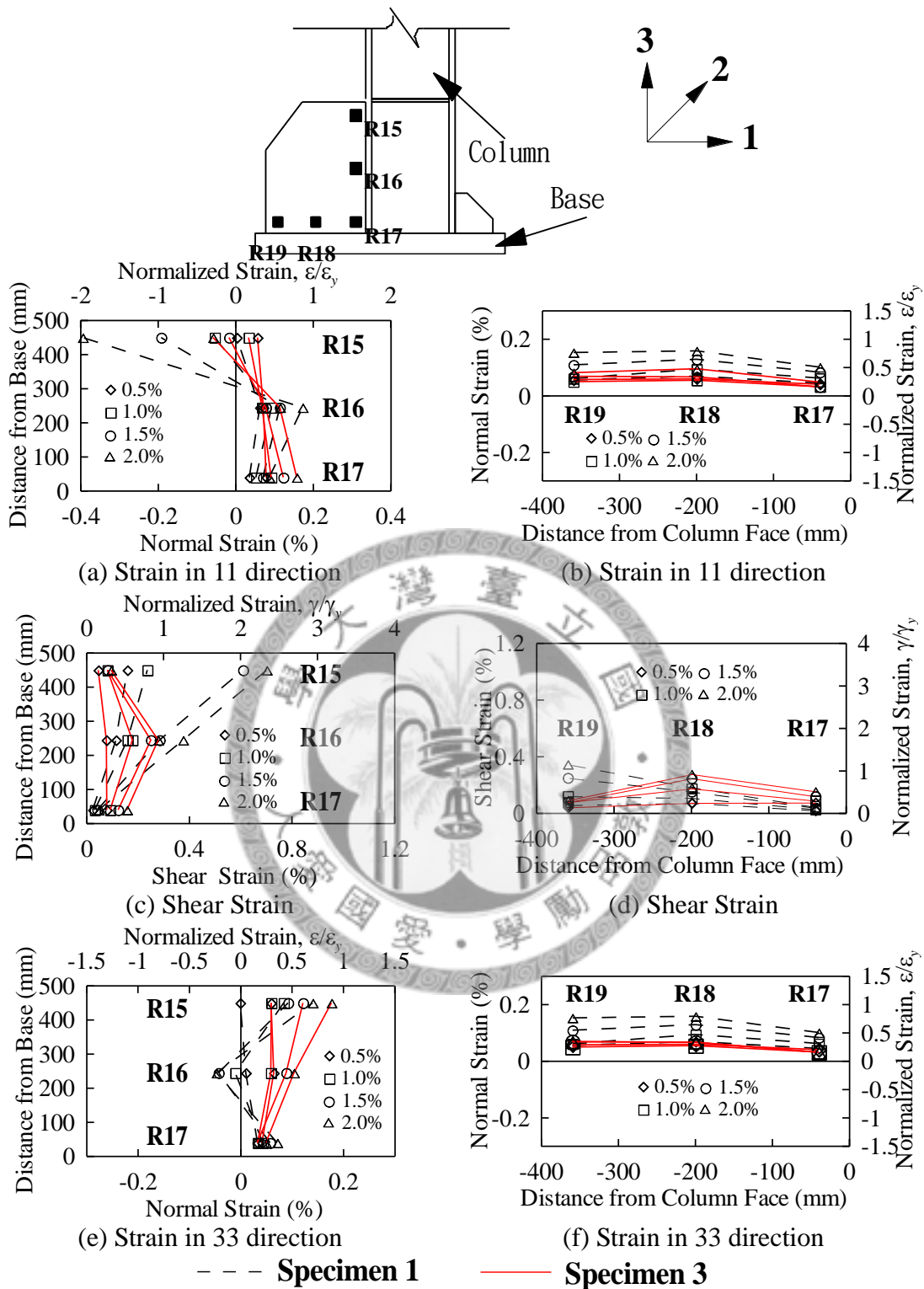


圖 3.31 試體一及試體三下部接合板應變 (正方向)

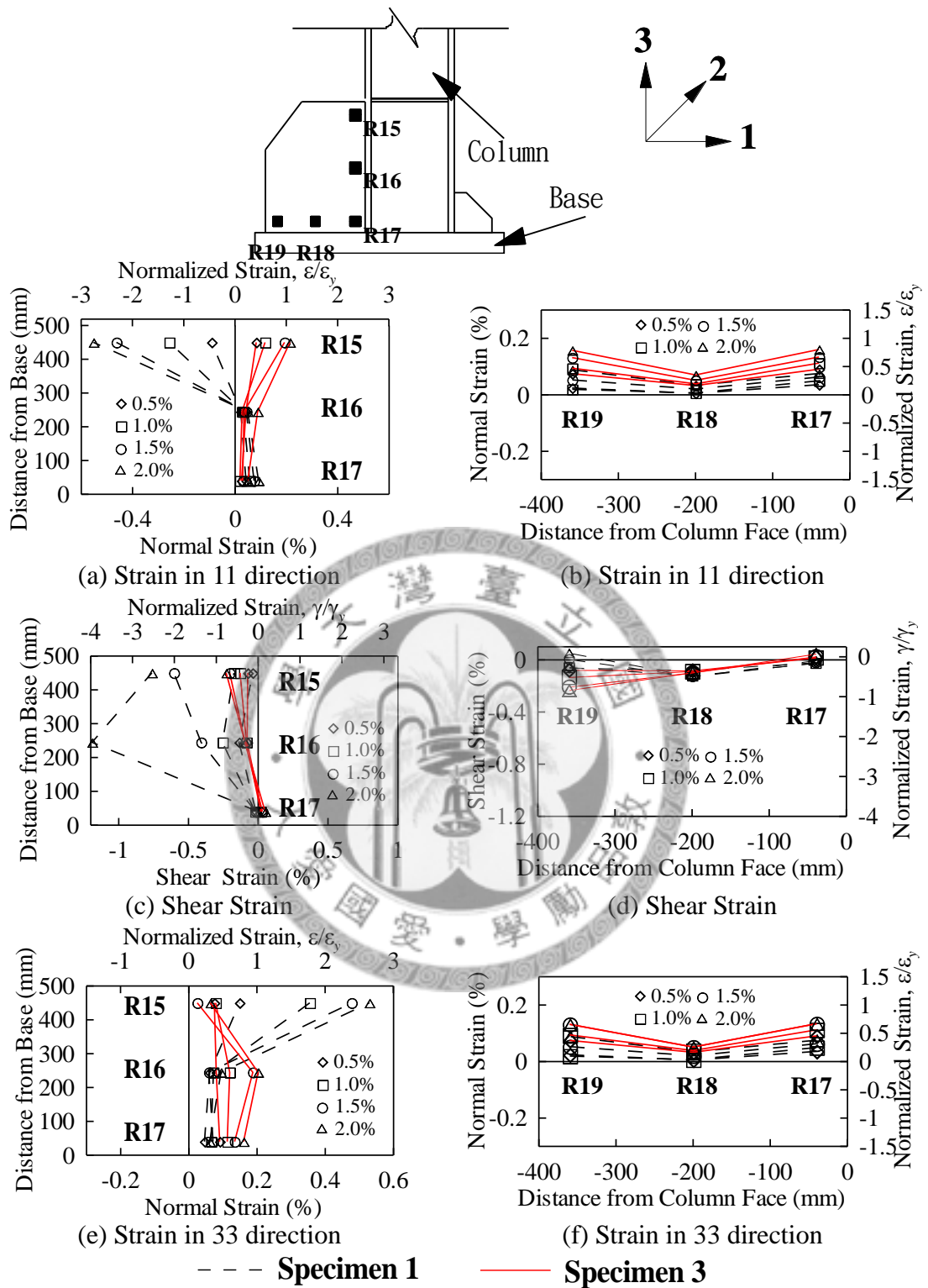


圖 3.33 試體一及試體三下部接合板應變 (負方向)

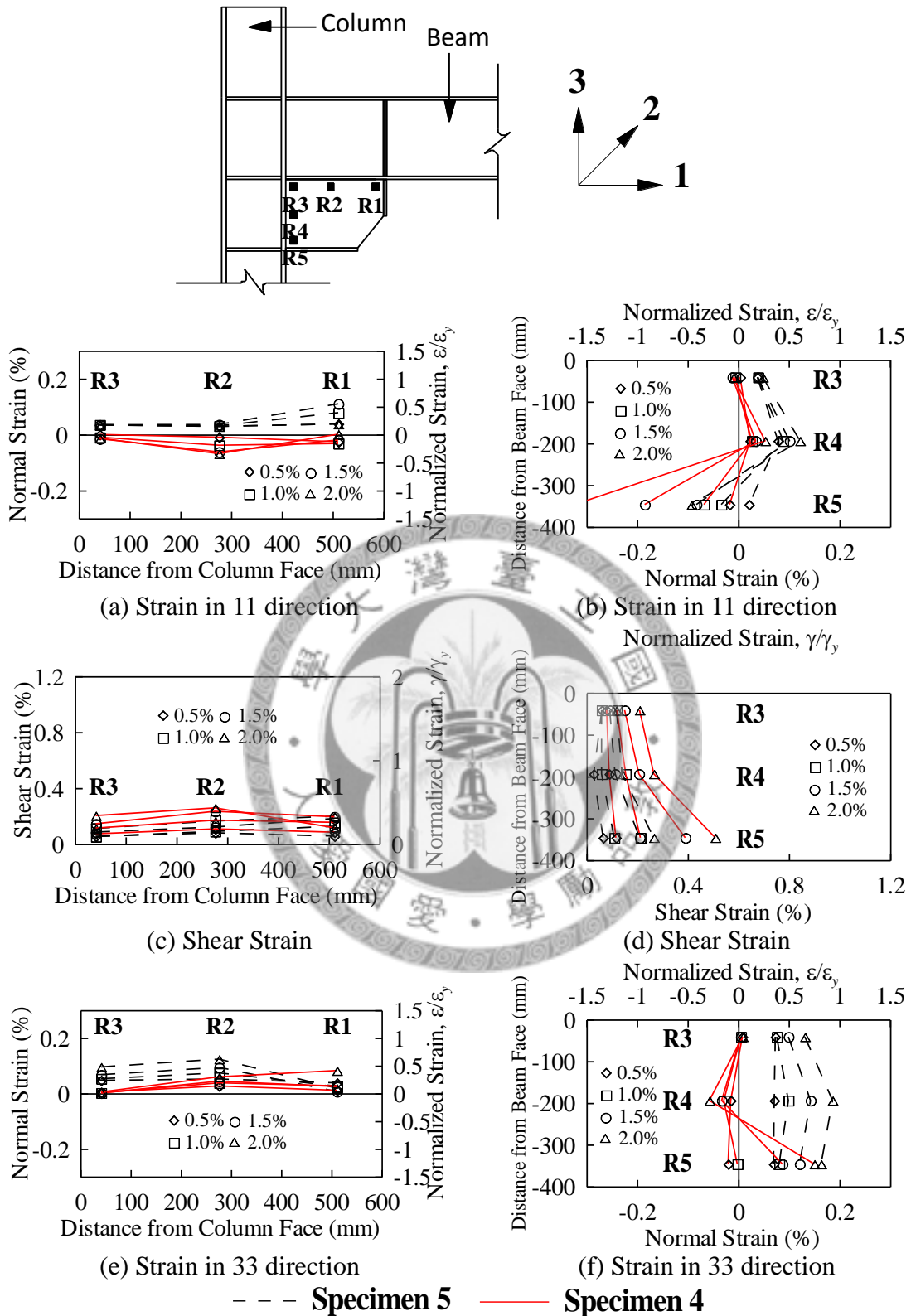


圖 3.34 試體五及試體四上部接合板應變 (正方向)

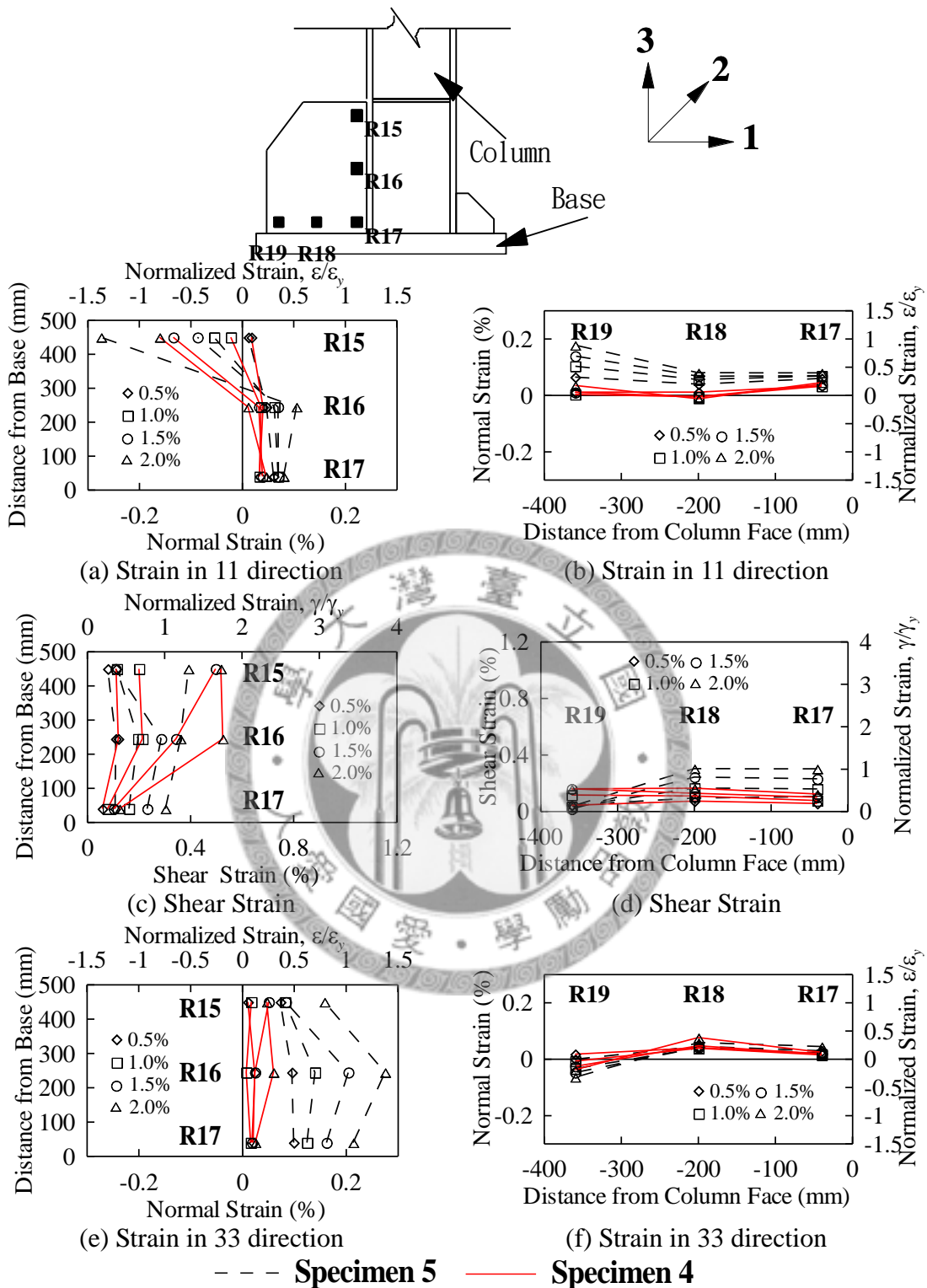


圖 3.35 試體五及試體四下部接合板應變 (正方向)

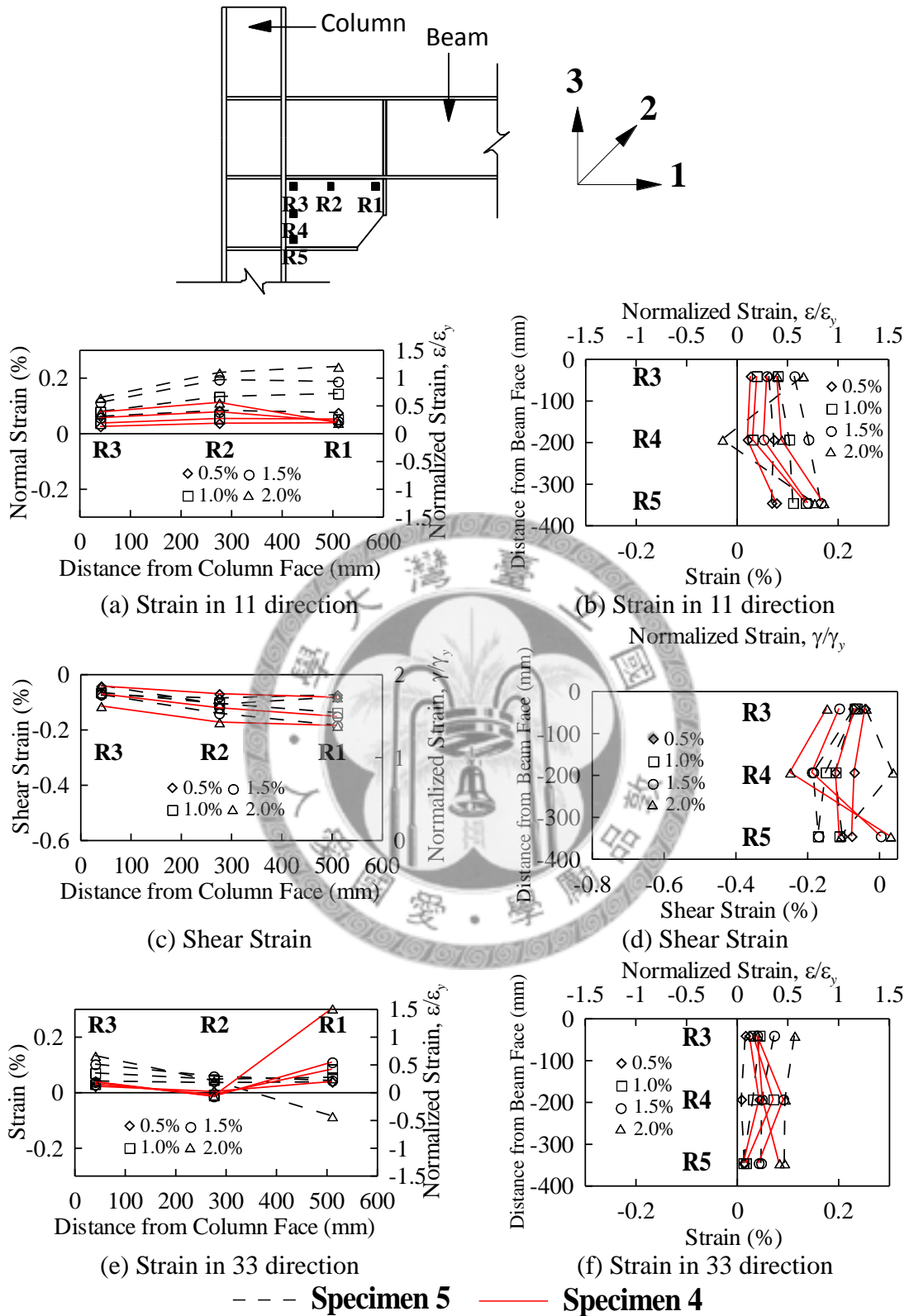


圖 3.36 試體五及試體四上部接合板應變 (負方向)

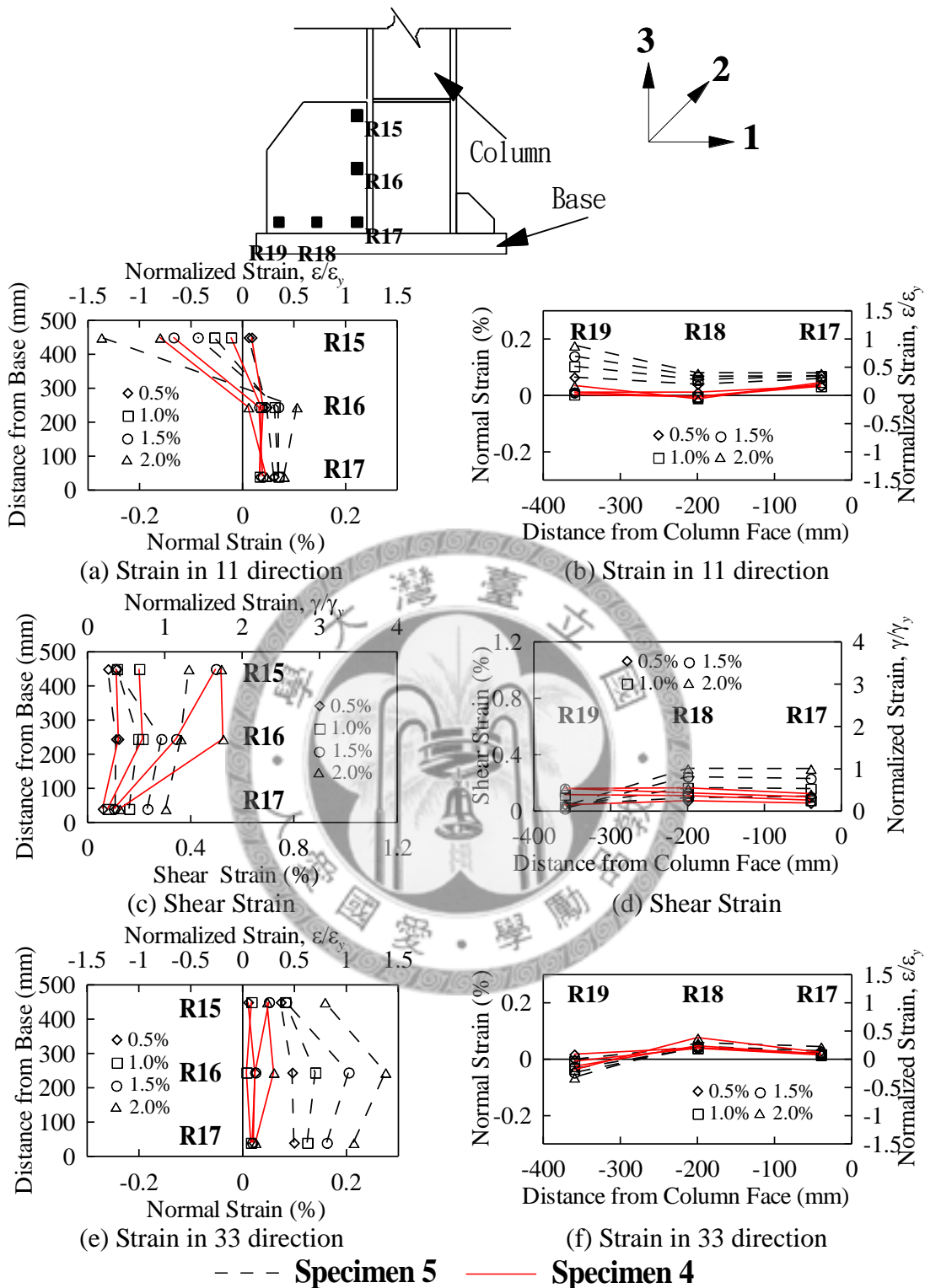


圖 3.37 試體五及試體四下部接合板應變 (負方向)

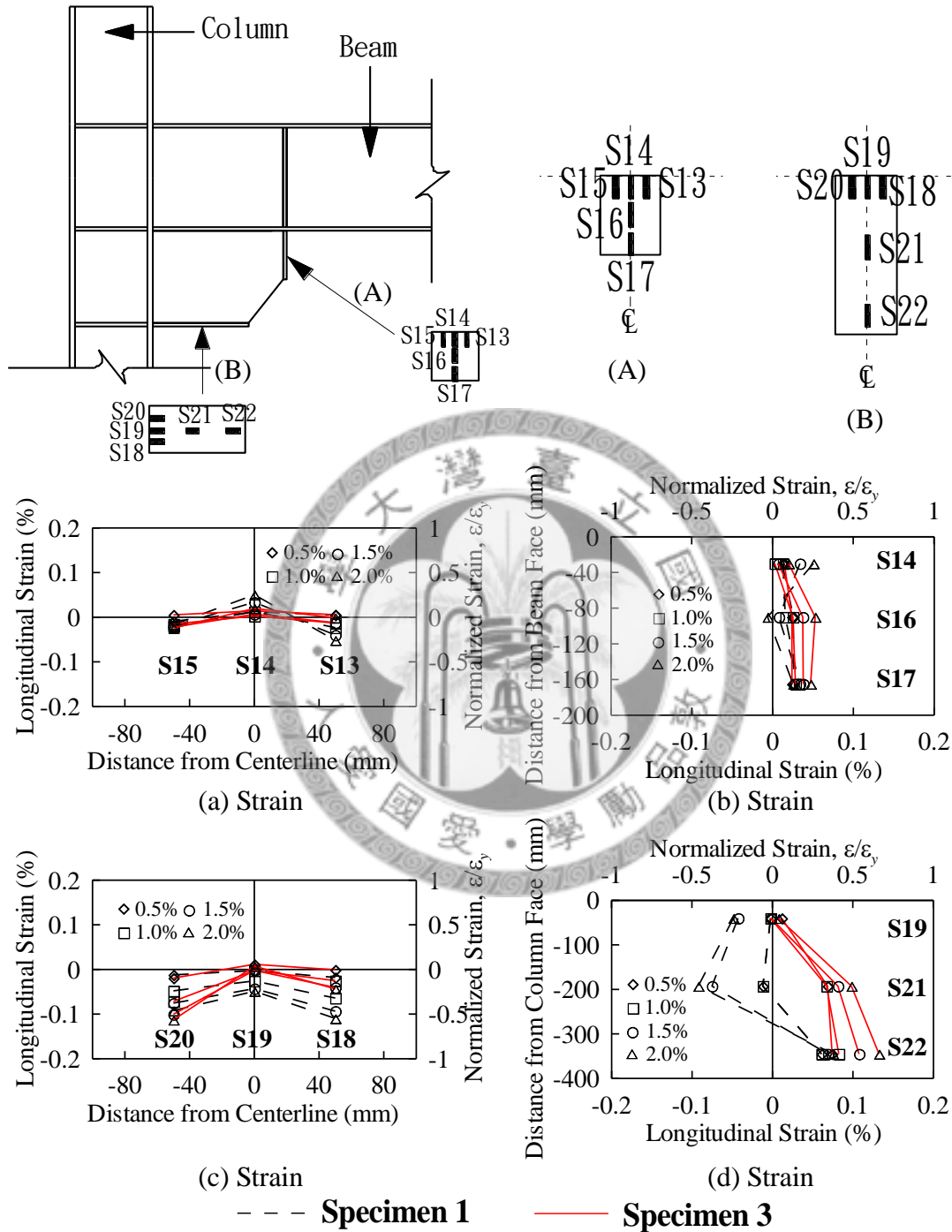


圖 3.38 試體一及試體三側邊加勁板應變 (正方向)

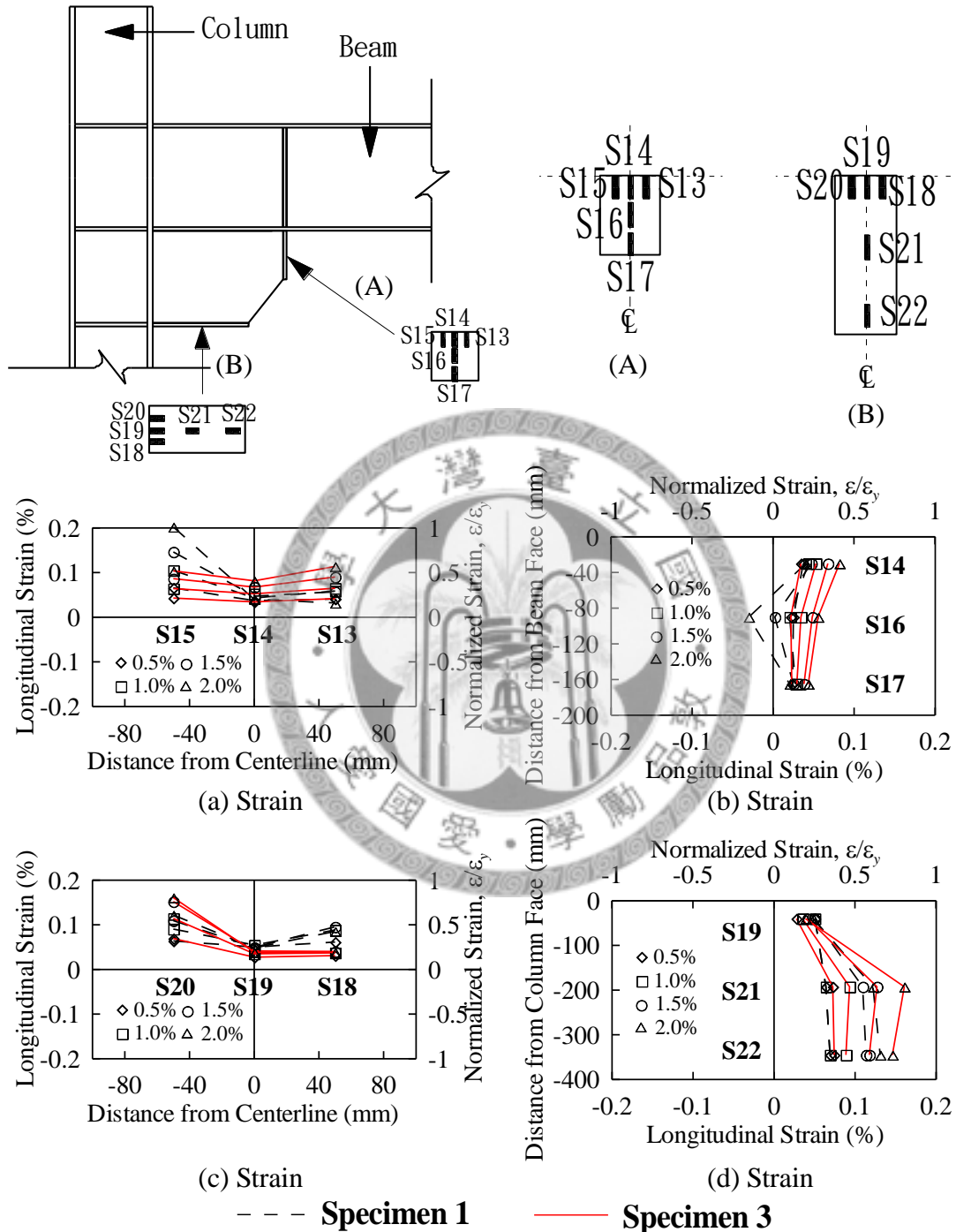


圖 3.39 試體一及試體三側邊加勁板應變 (負方向)

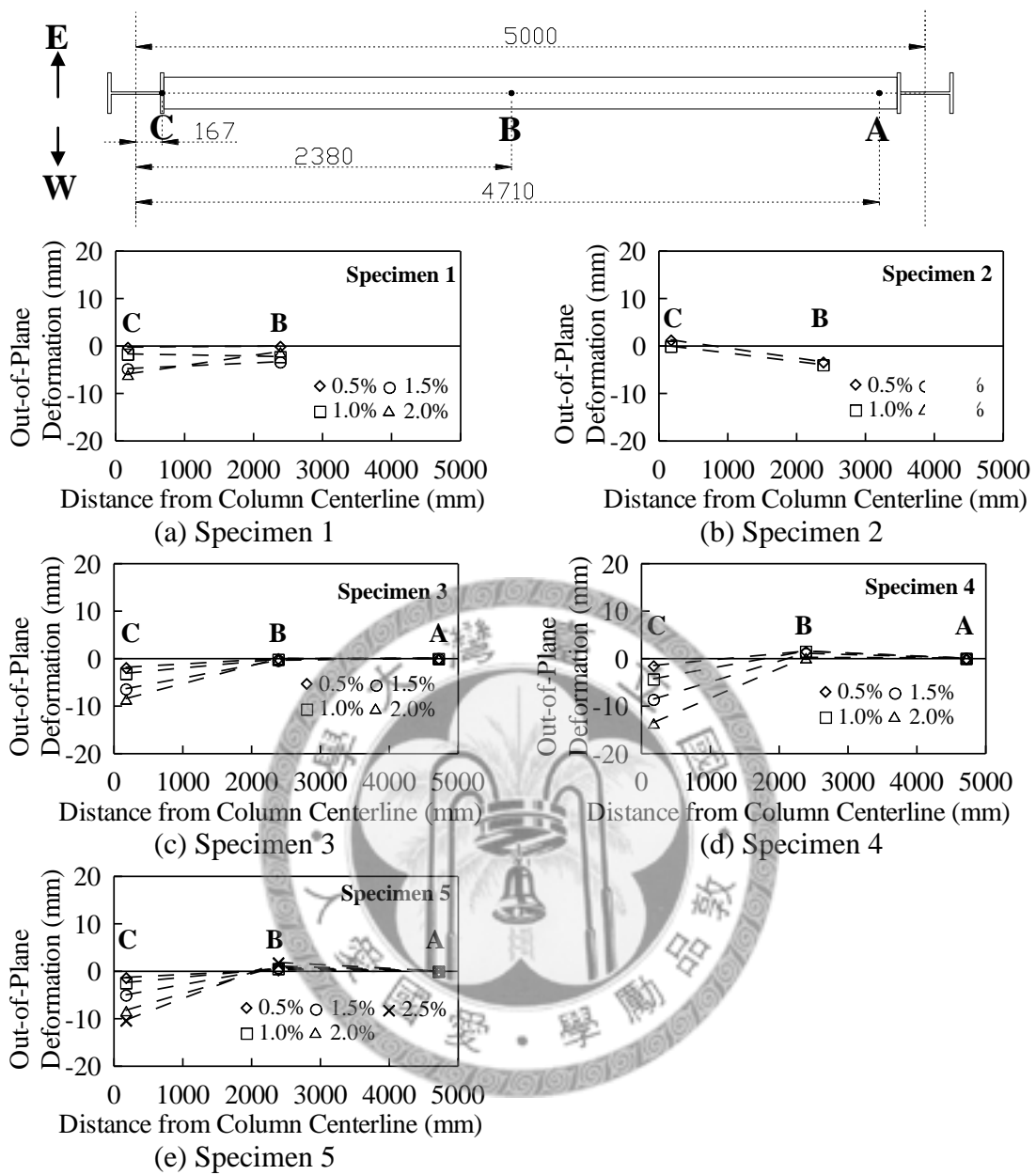


圖 3.40 各試體面外變形 (正方向)

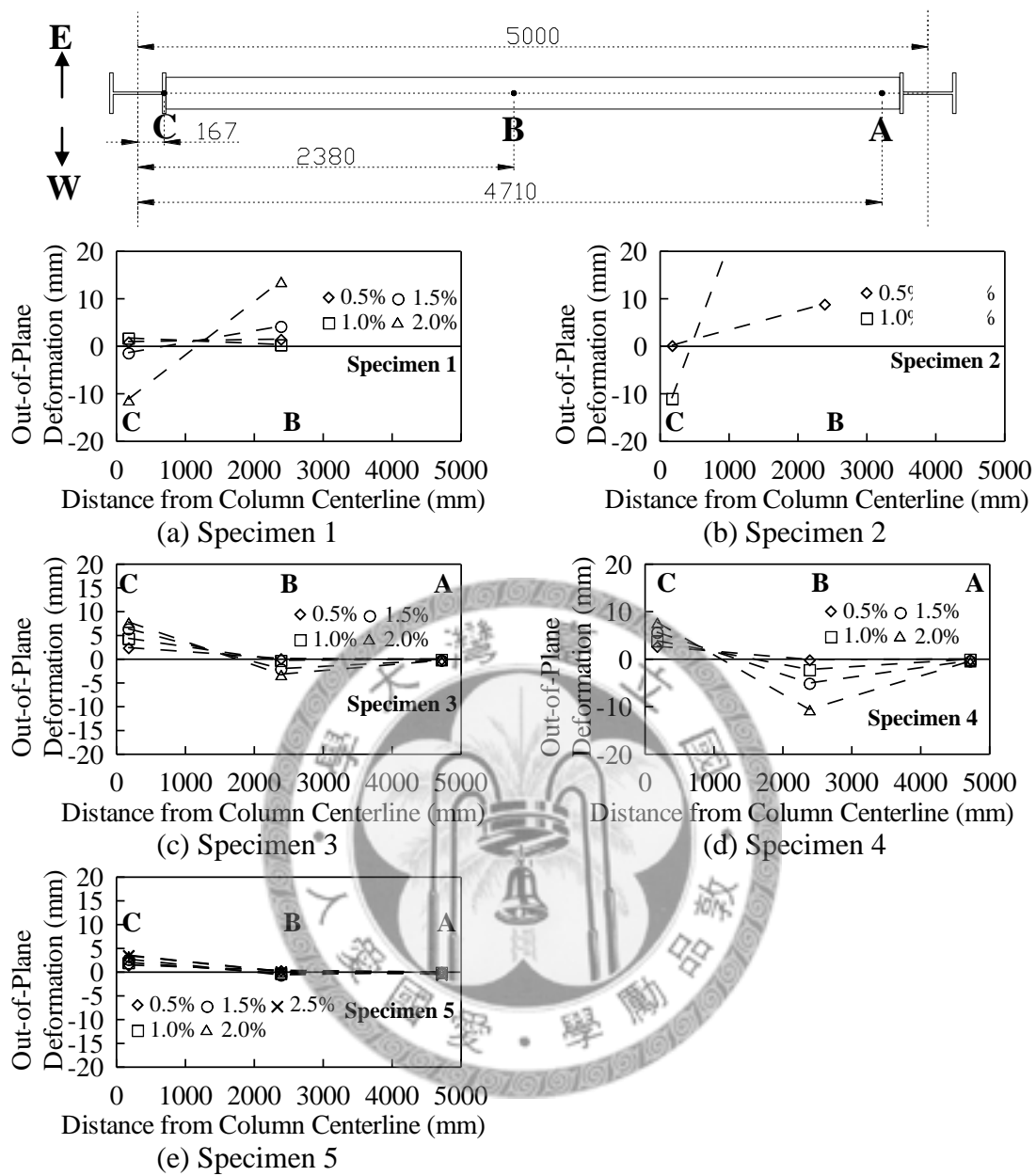


圖 3.41 各試體面外變形 (負方向)

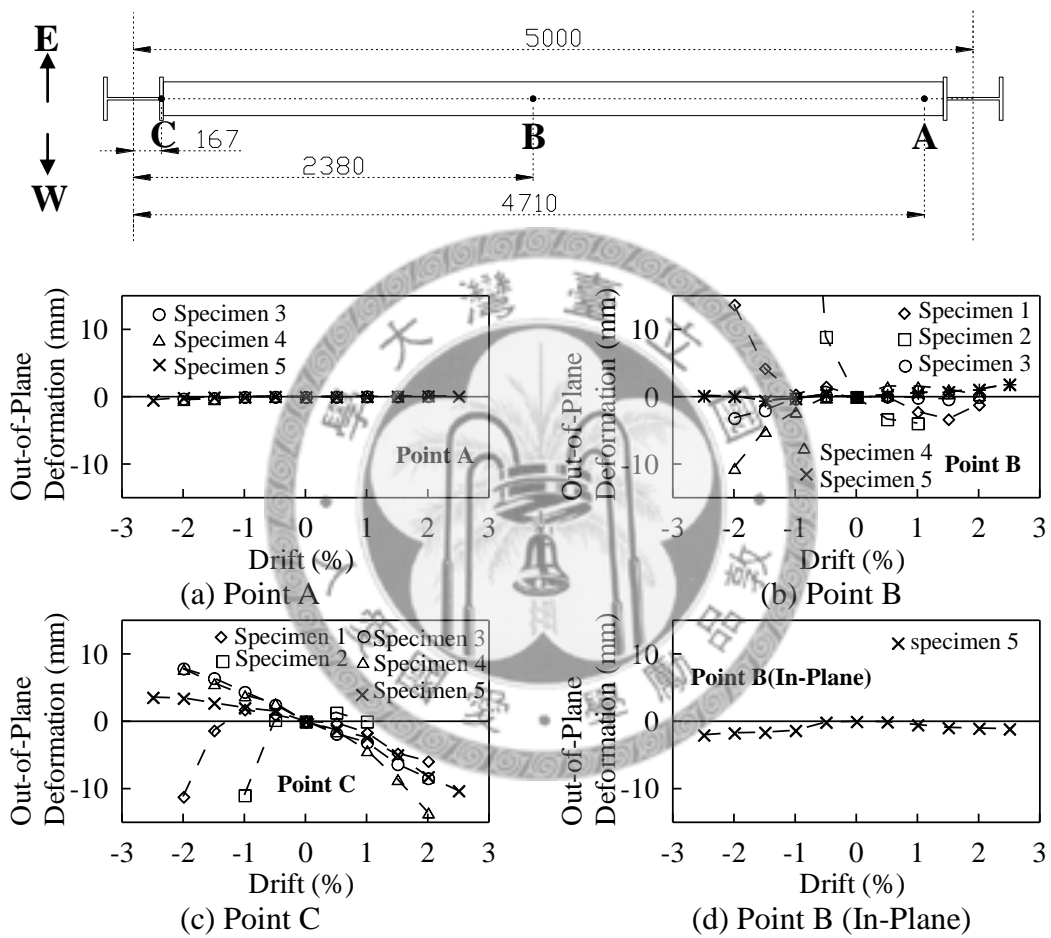


圖 3.42 A、B、C 點面外變形

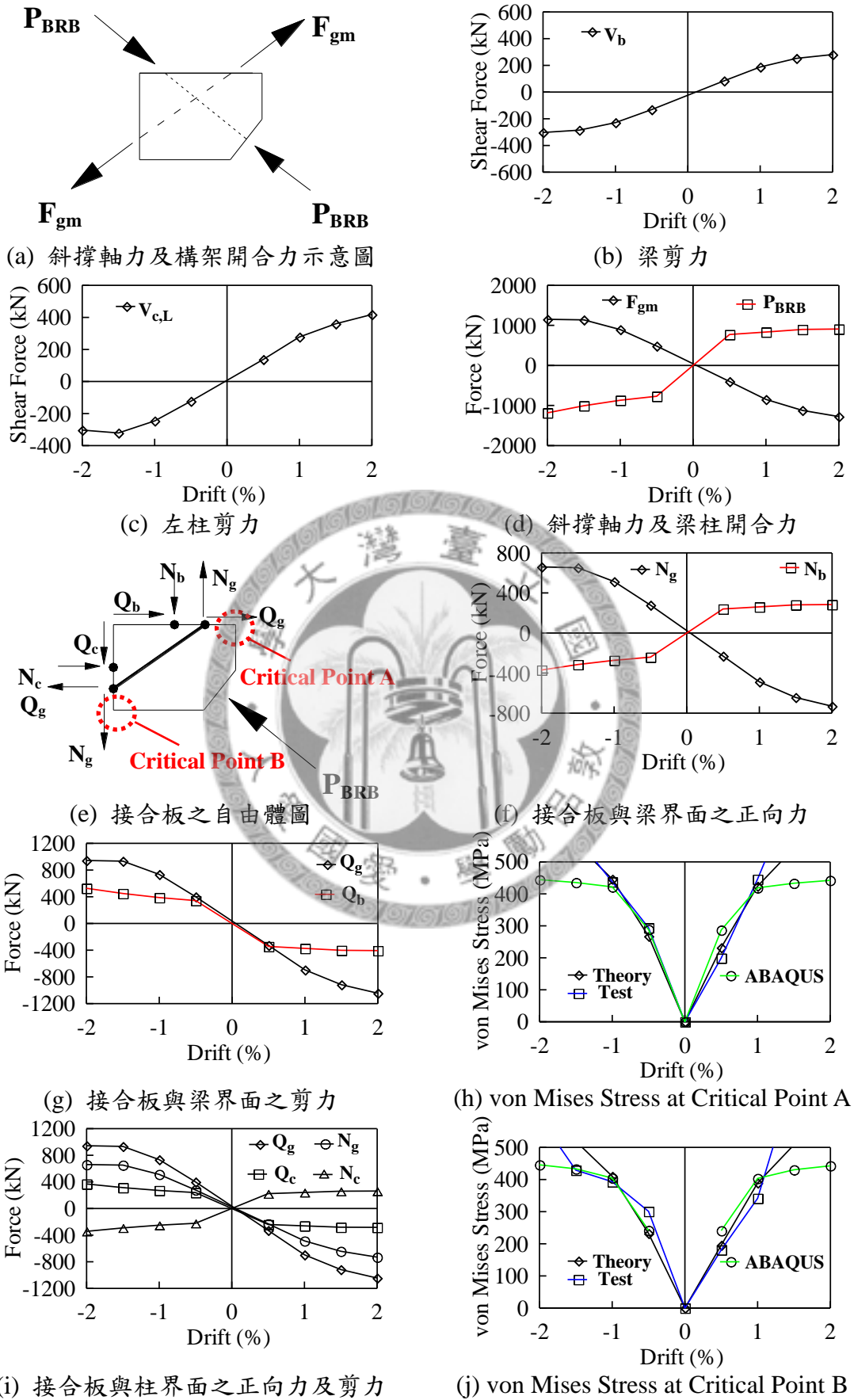


圖 3.43 試體一接合板斜撐及梁柱效應

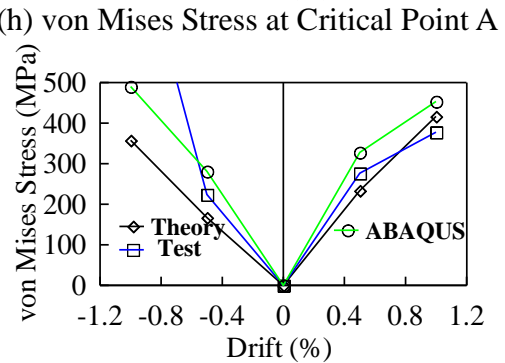
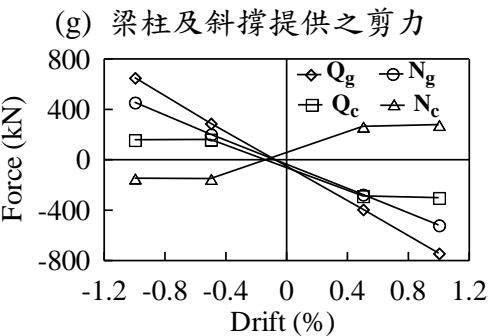
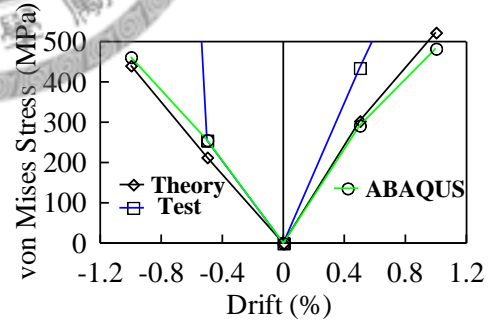
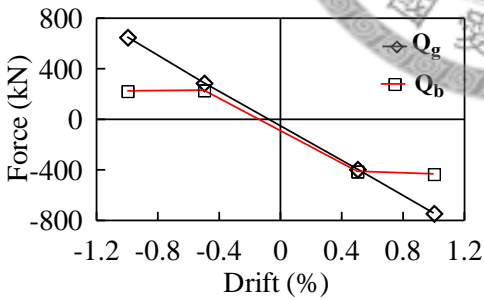
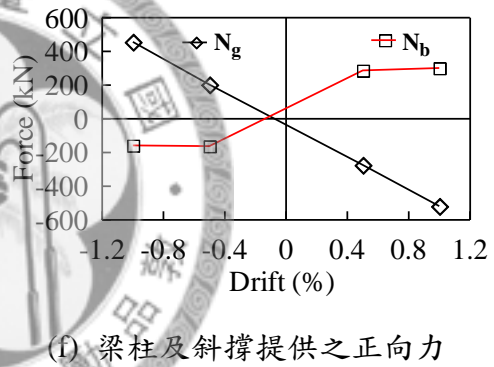
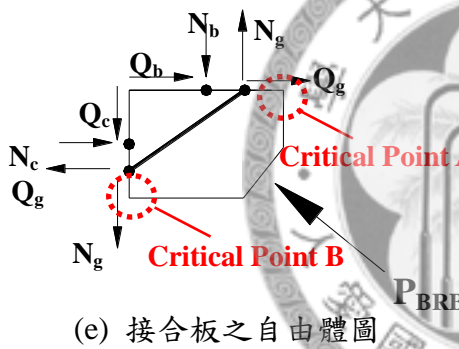
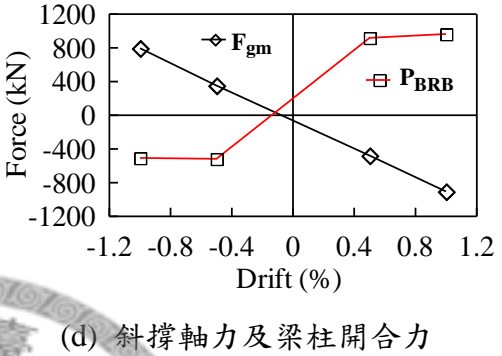
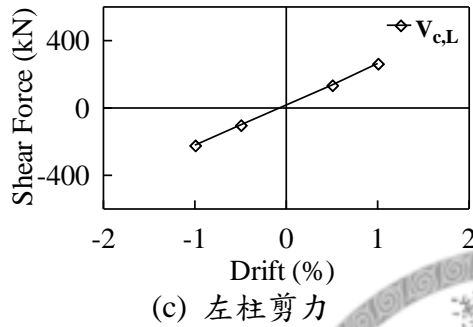
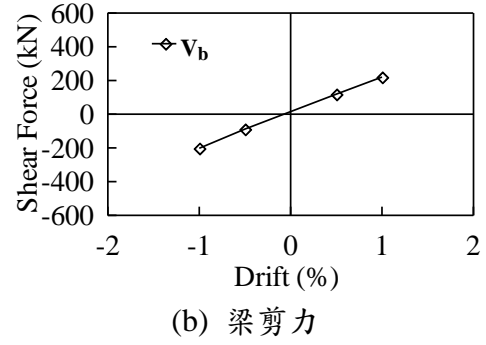
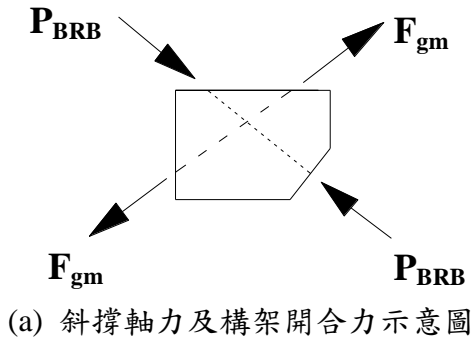


圖 3.44 試體二接合板斜撐及梁柱效應

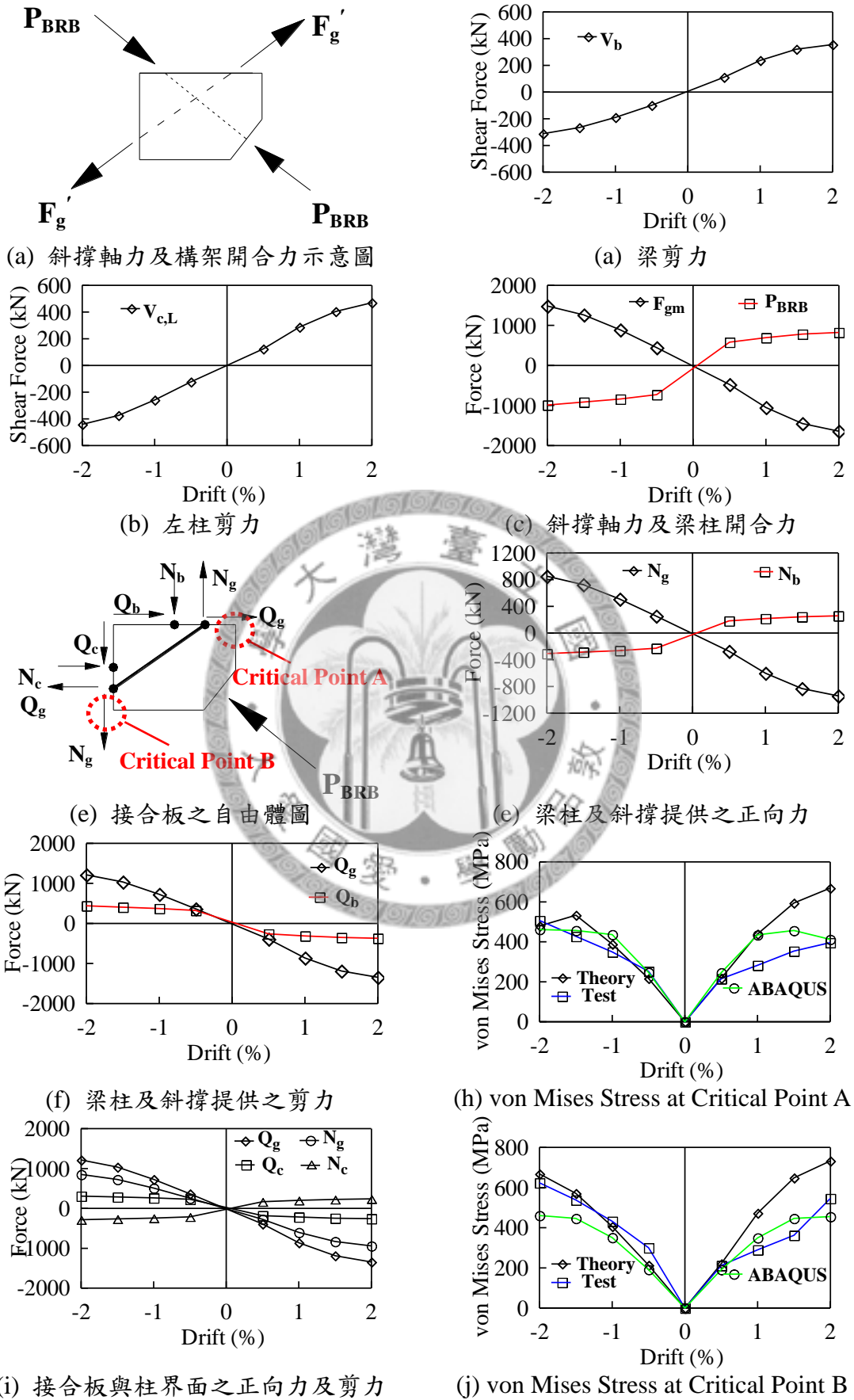


圖 3.45 試體三接合板斜撐及梁柱效應

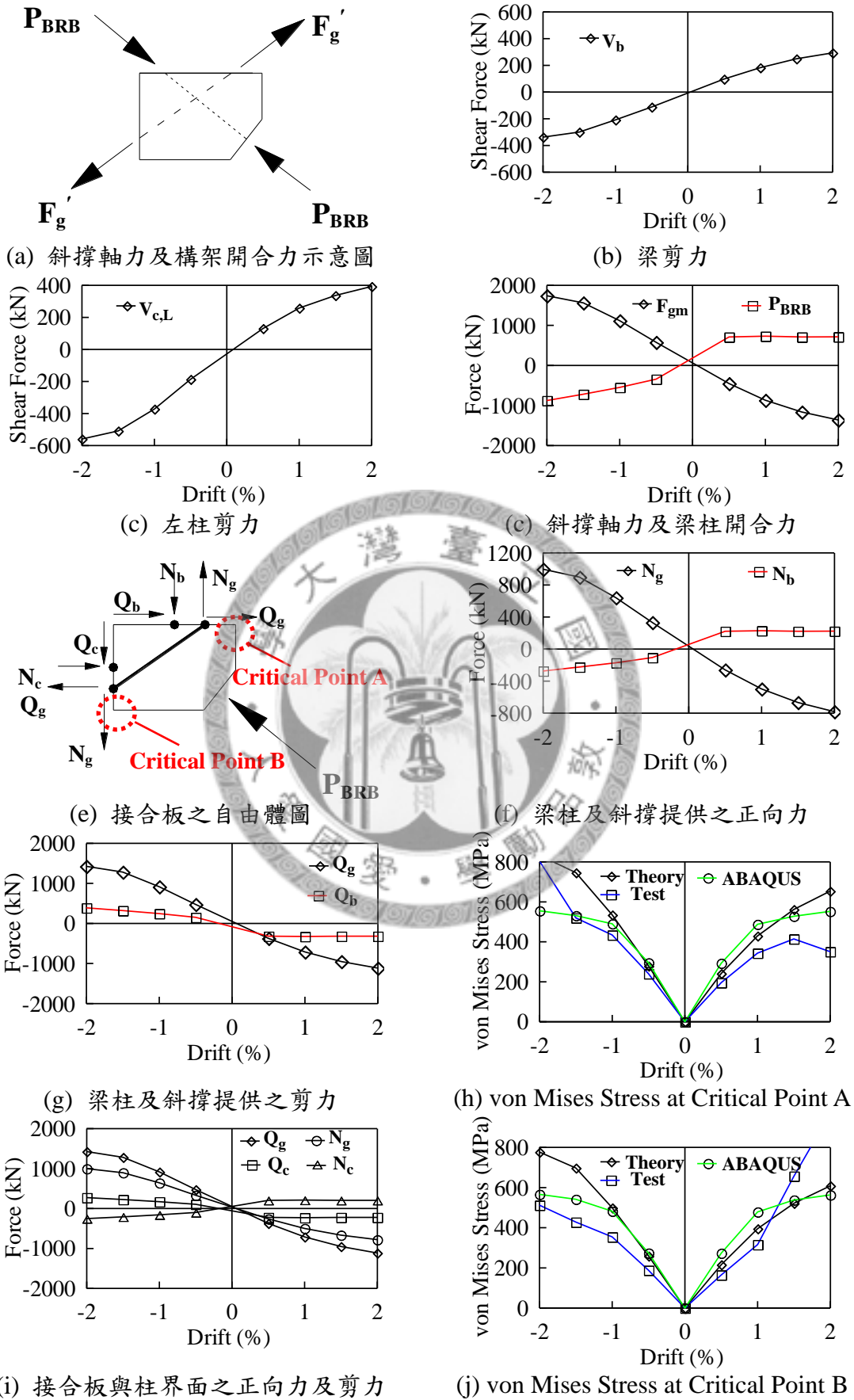


圖 3.46 試體四接合板斜撐及梁柱效應

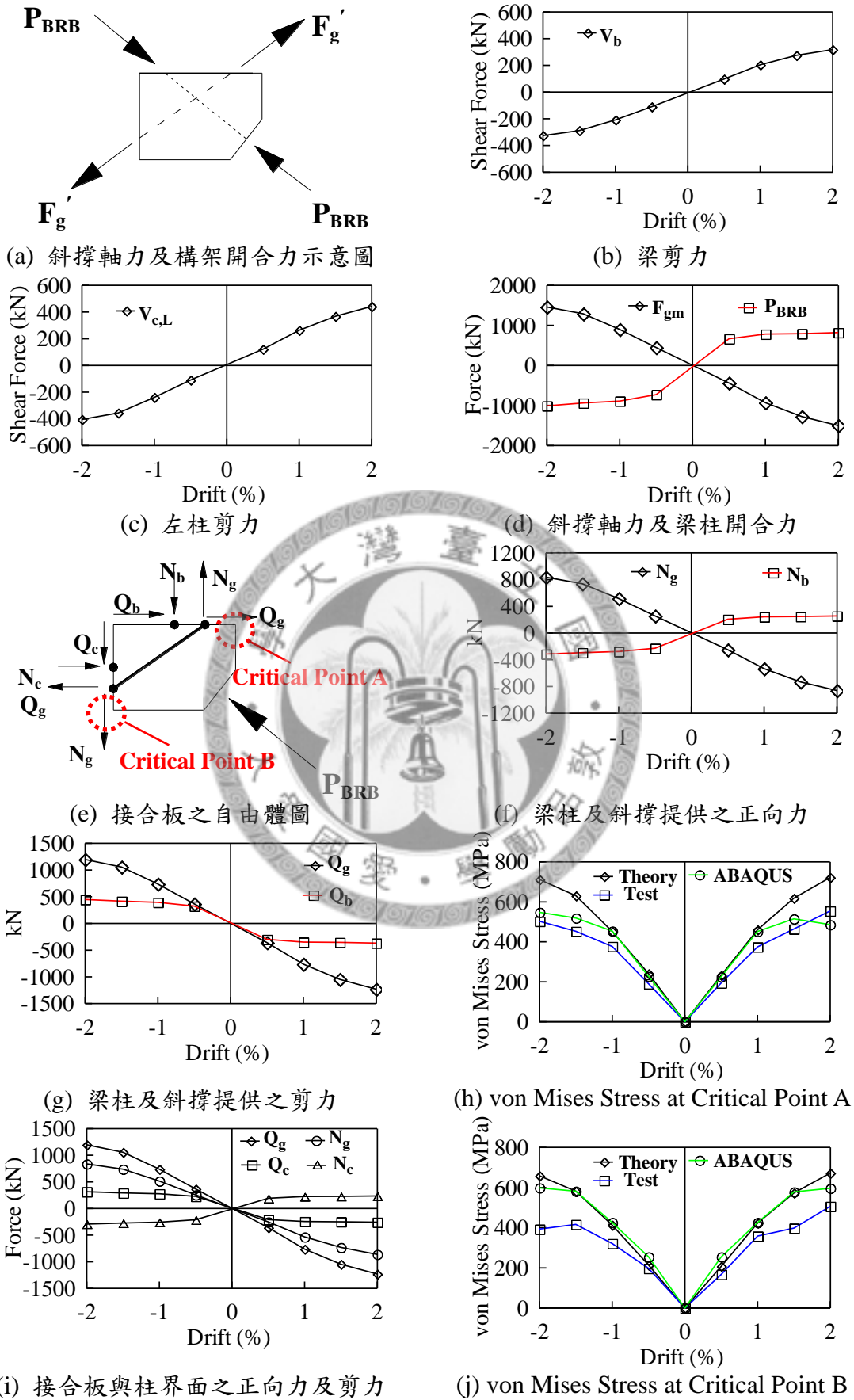


圖 3.47 試體五接合板斜撐及梁柱效應

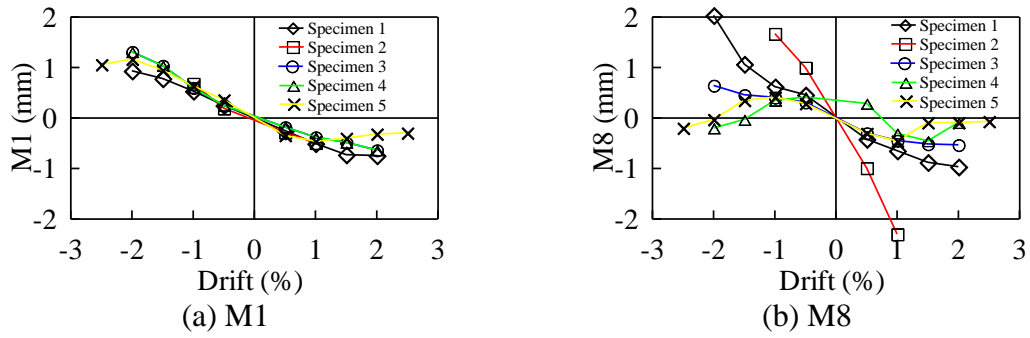
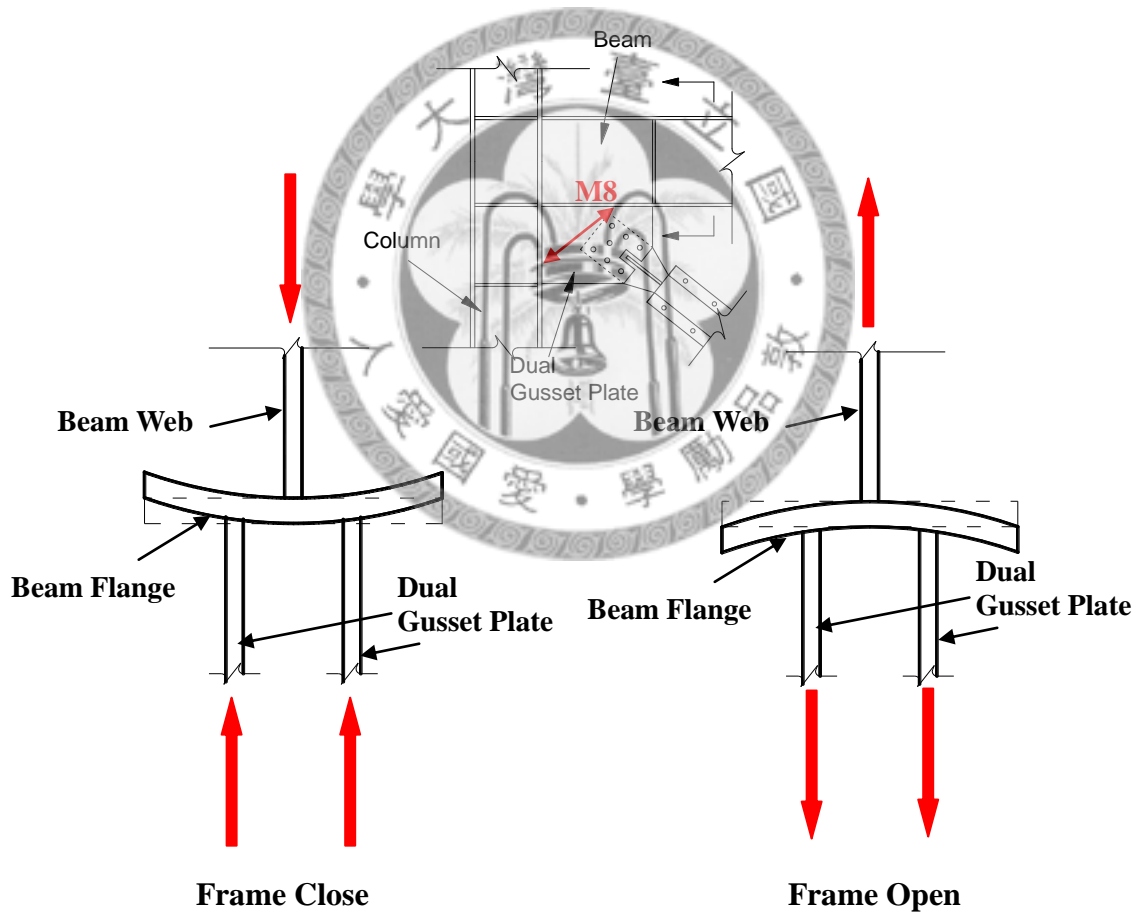


圖 3.48 各試體接合板構架開合量比較



(a) Beam Bending on Positive Direction (b) Beam Bending on Negative Direction

圖 3.49 梁翼板撓曲降低雙接合板之構架開合效應示意圖

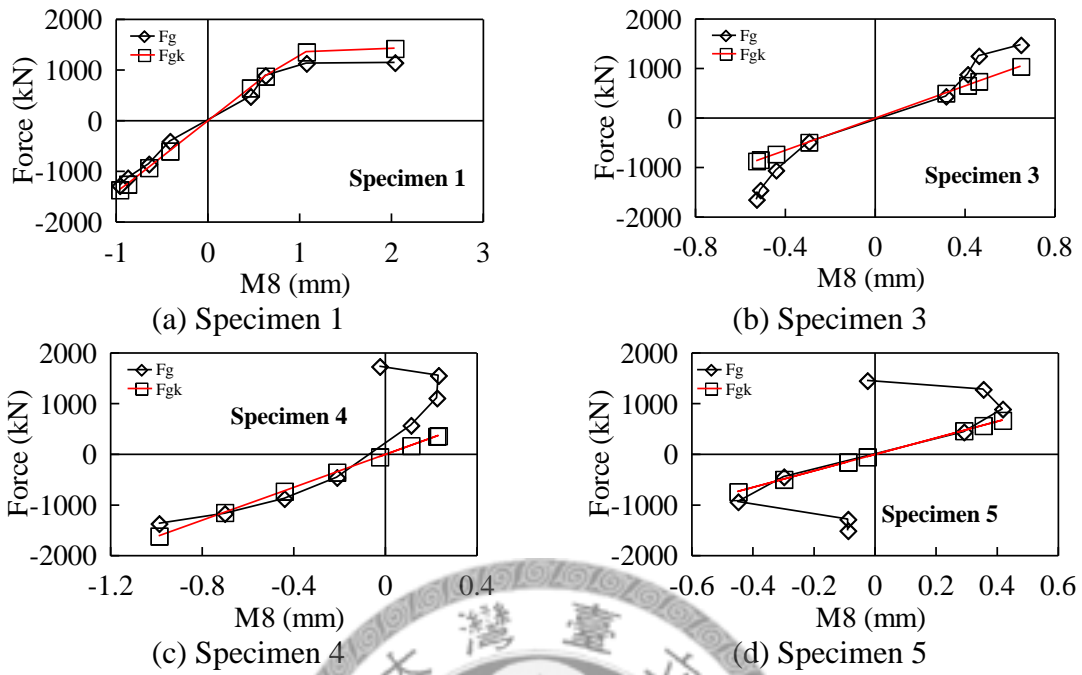


圖 3.50 各試體接合板等效支撐軸力與軸位移關係

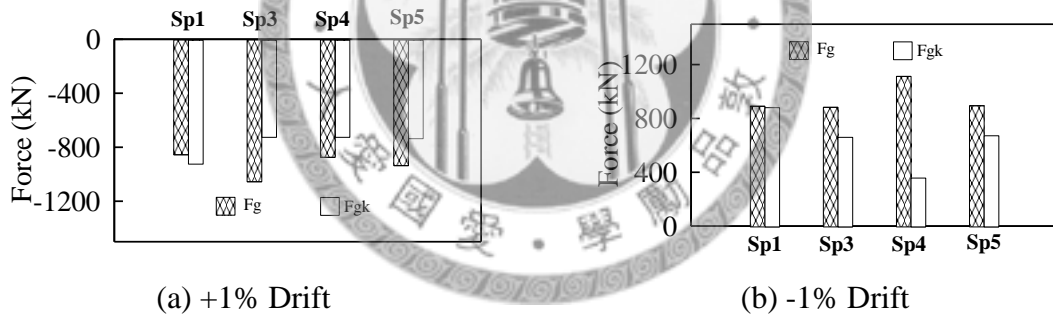
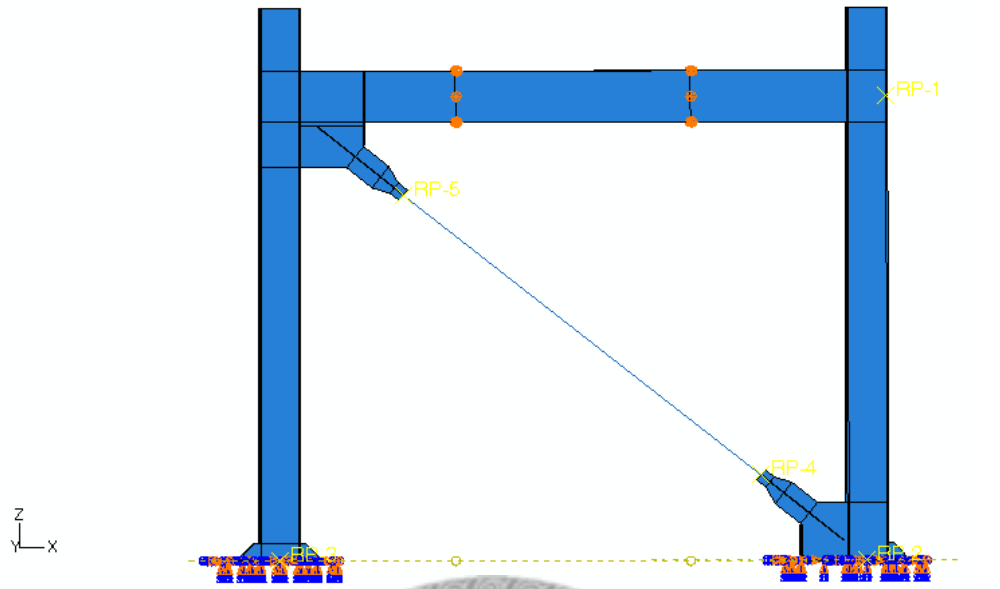
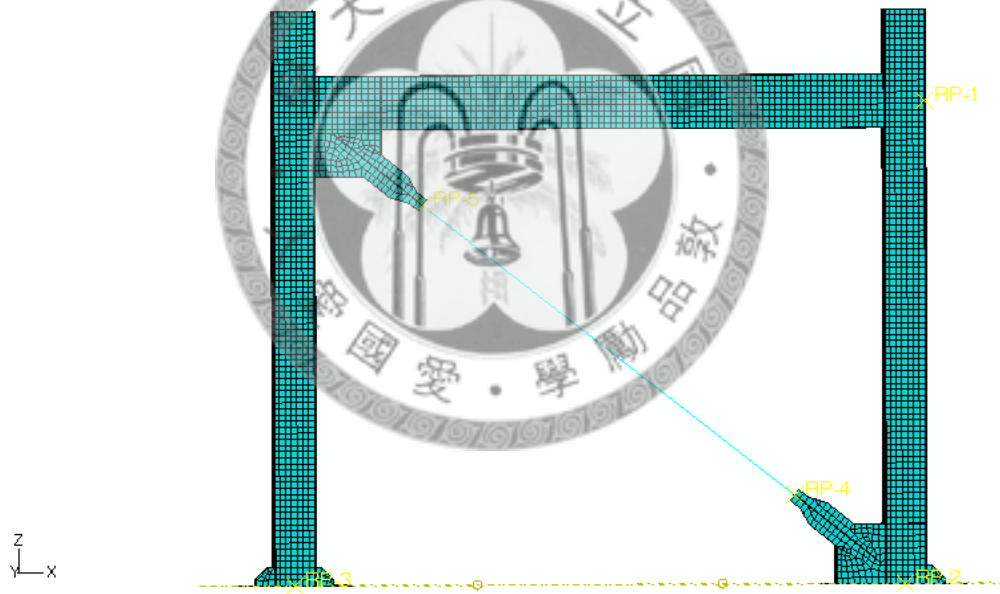


圖 3.51 等效支撐軸力及其勁度比較

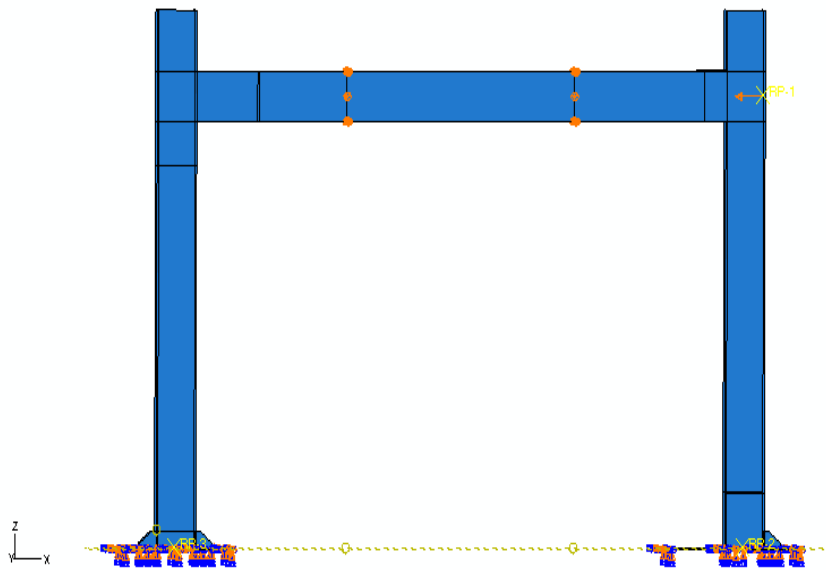


(a) Part

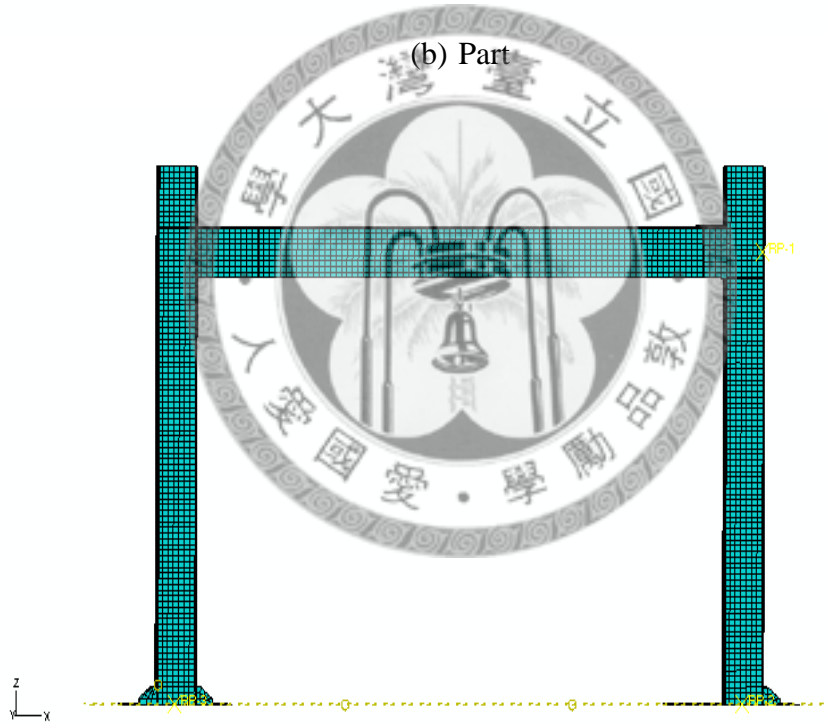


(b) Mesh

圖 4.1 整體構架模型圖



(b) Part



(b) Mesh

圖 4.2 空構架模型圖

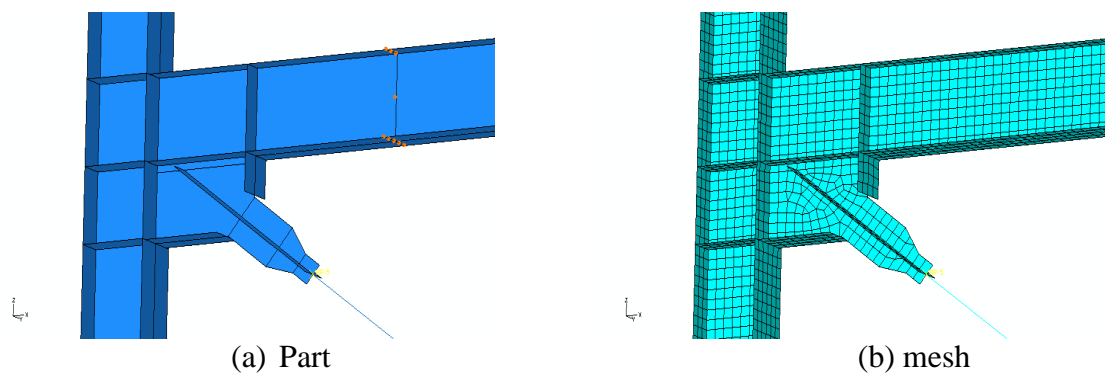


圖 4.3 試體一單接合板模型

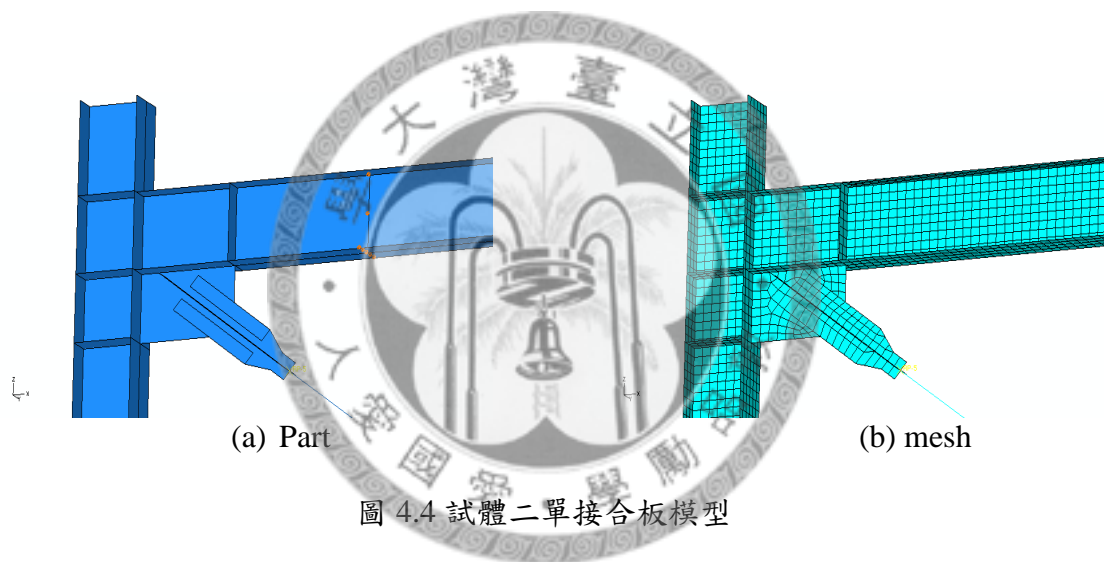


圖 4.4 試體二單接合板模型

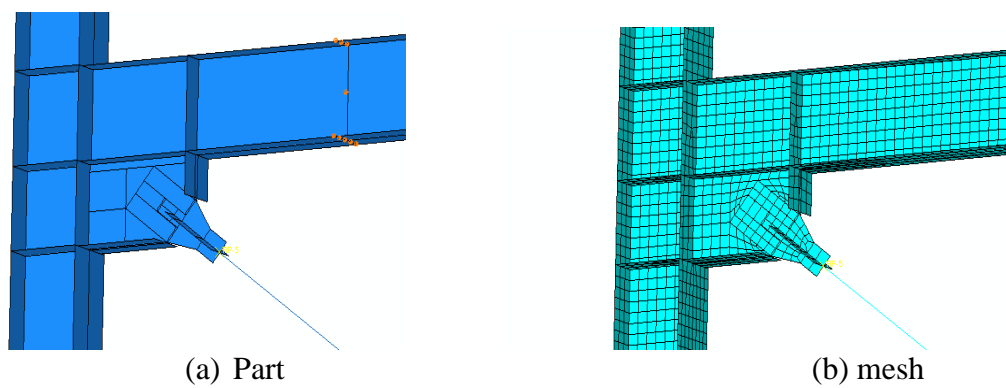


圖 4.5 試體三雙接合板模型

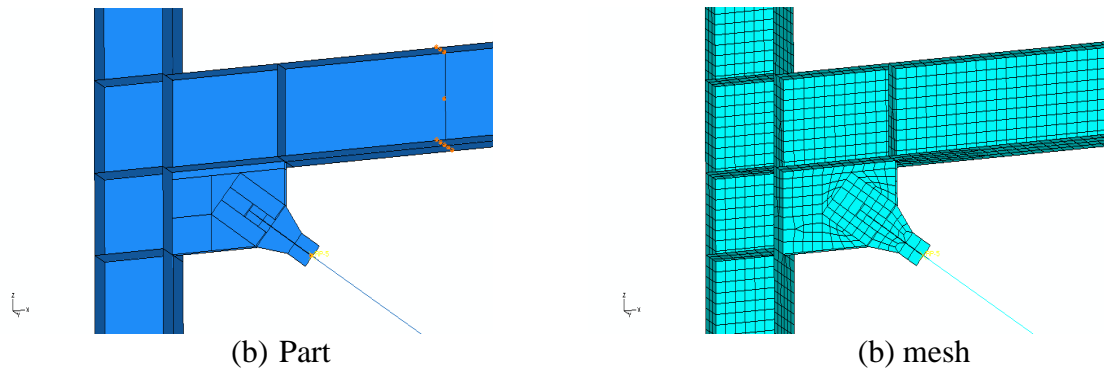


圖 4.6 試體四雙接合板模型

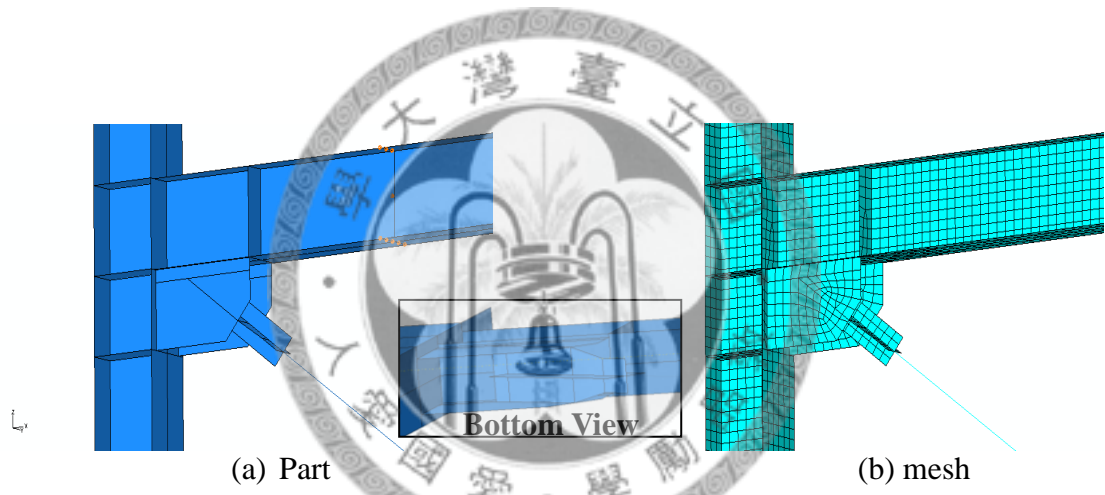


圖 4.7 試體五雙接合板模型

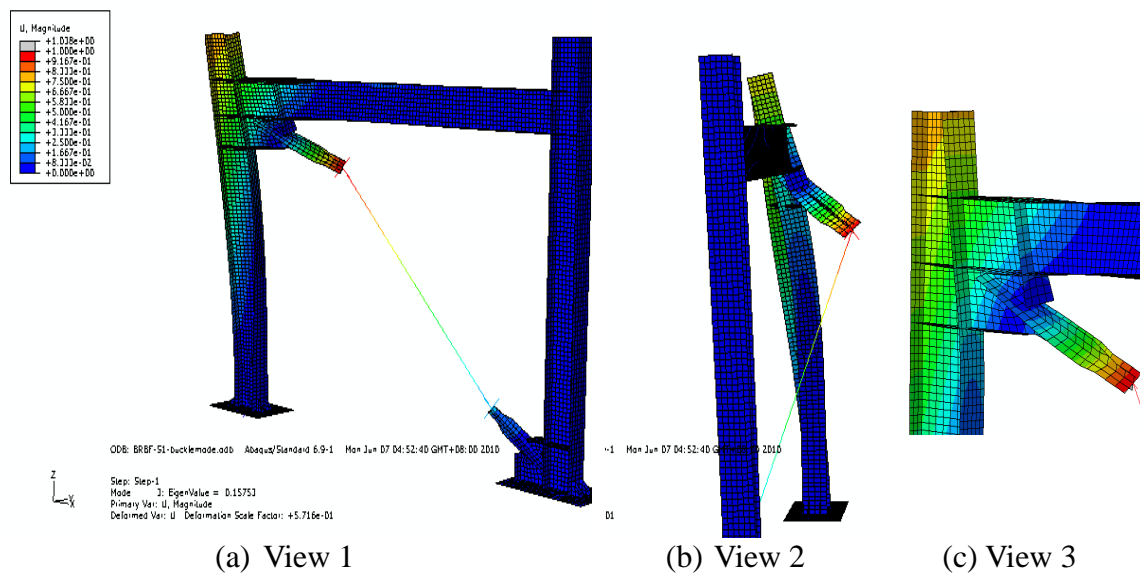


圖 4.8 試體一挫屈模態

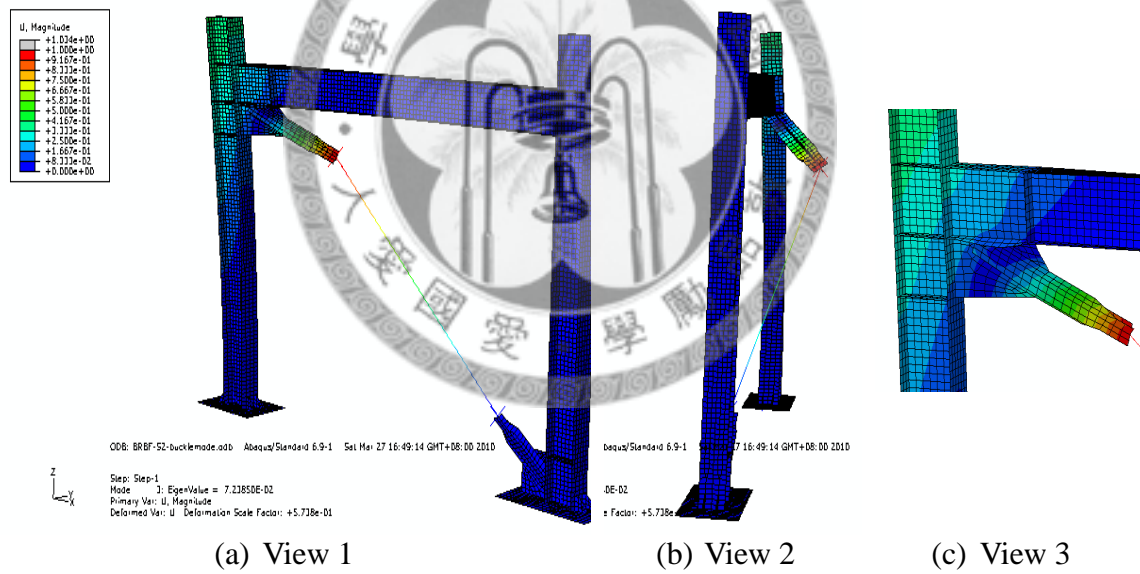
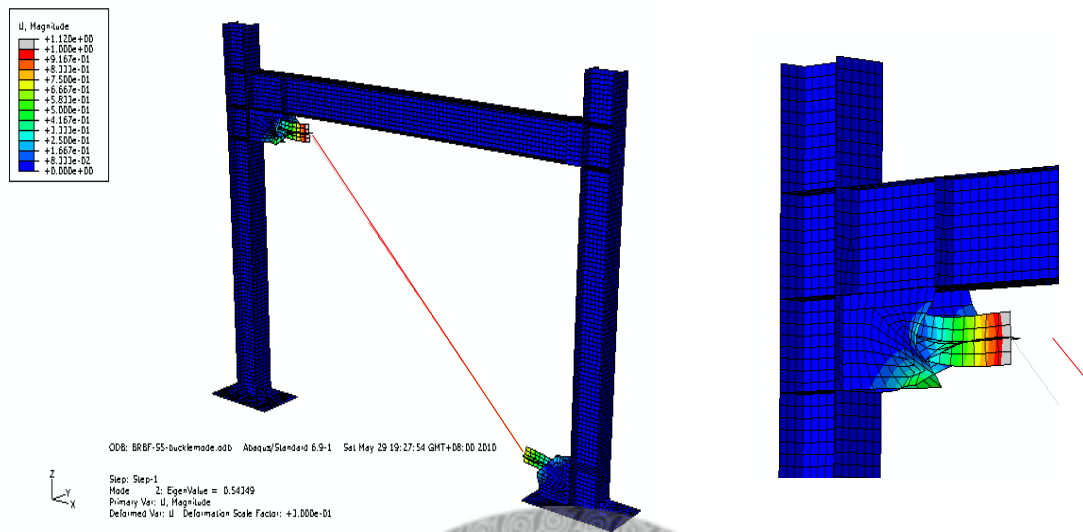


圖 4.9 試體二挫屈模態



(d) View 1

(e) View 2

圖 4.12 試體五挫屈模態



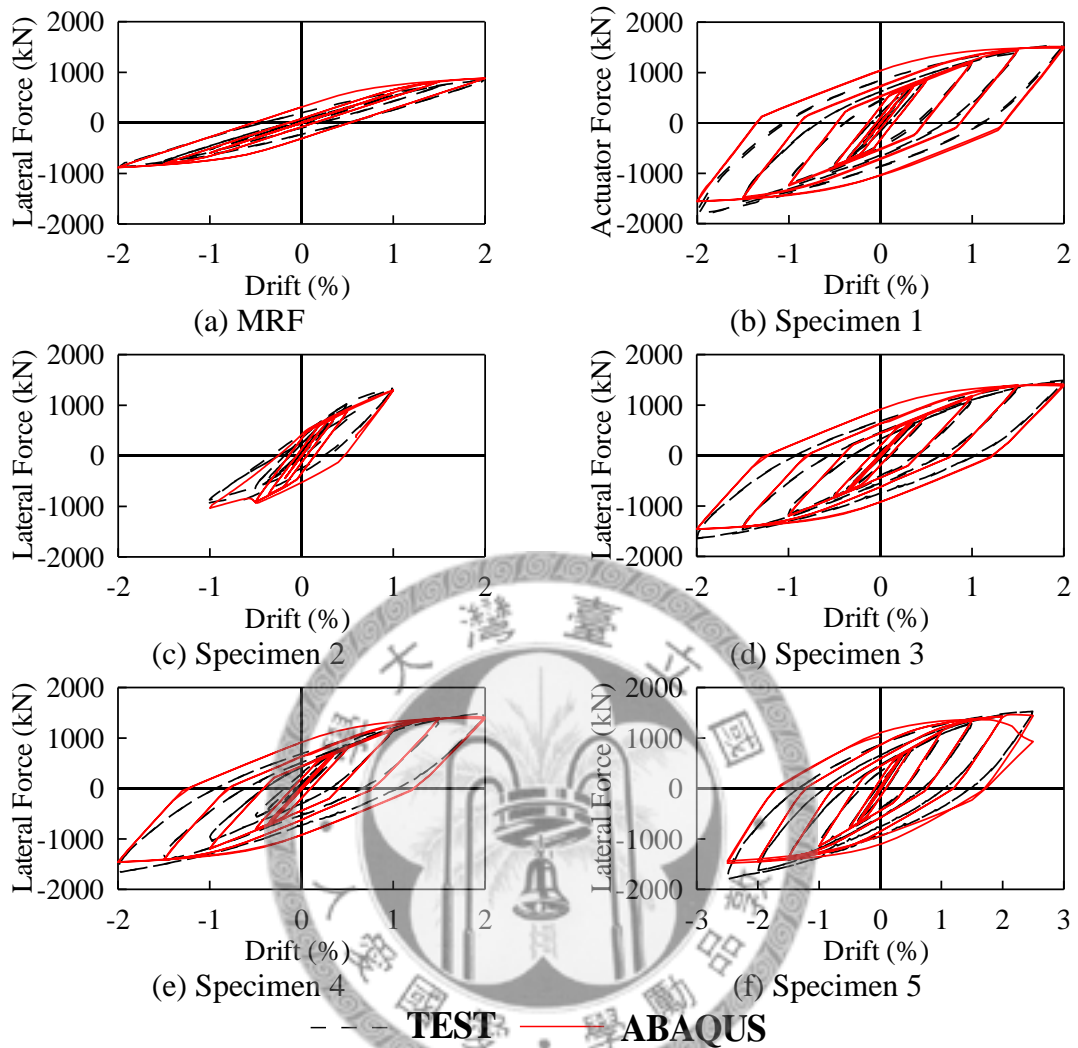


圖 4.13 各試體千斤頂力量與層間位移角關係圖

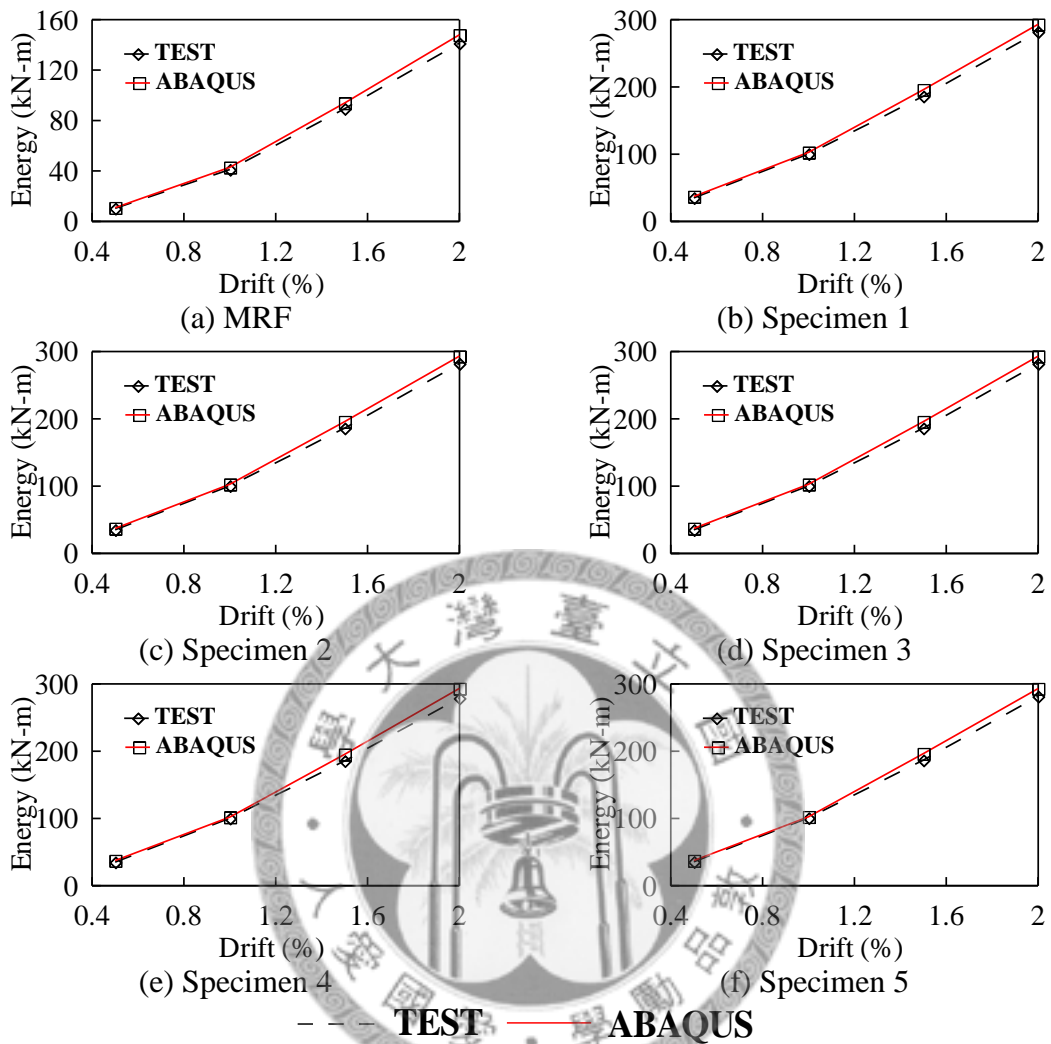


圖 4.14 各試體於各層間側位移角下能量比對

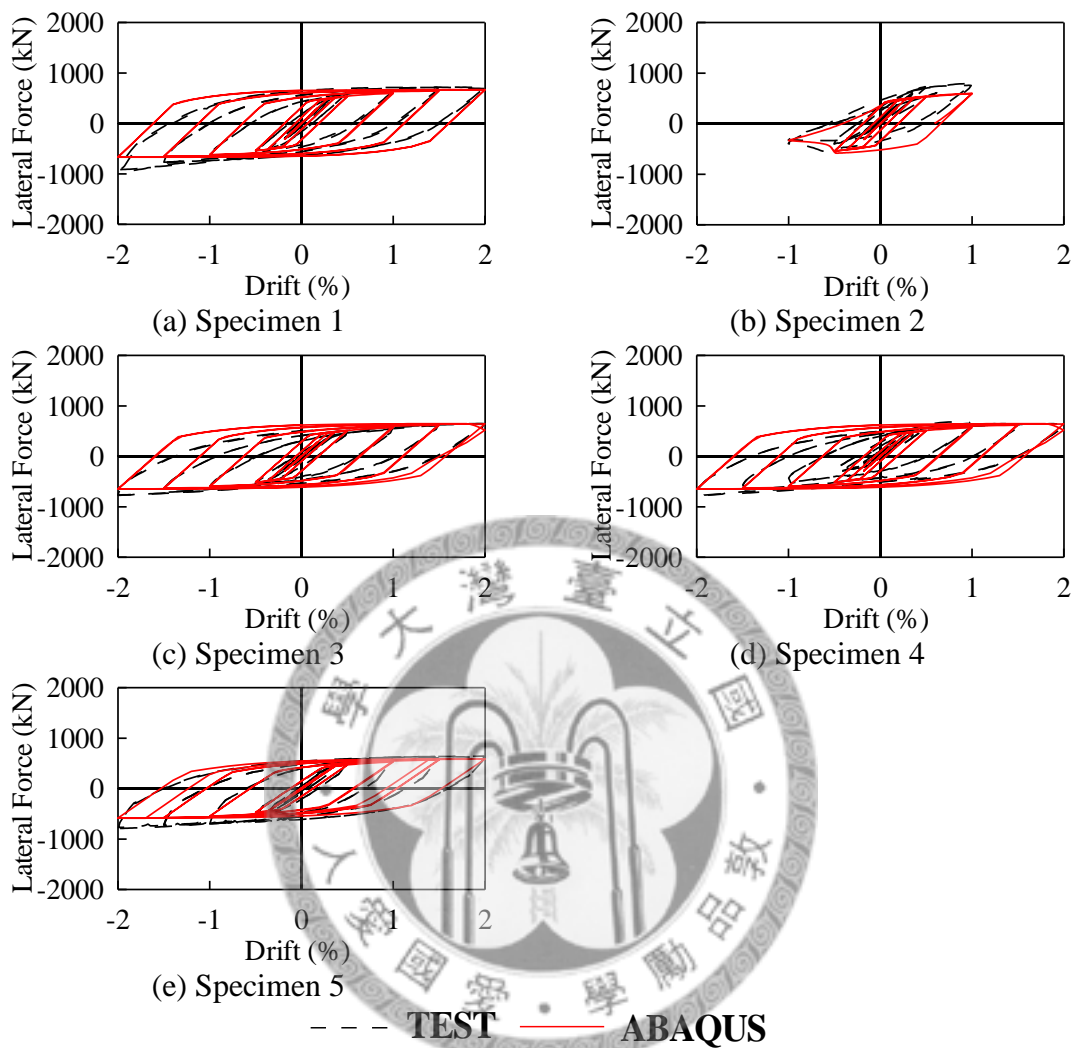


圖 4.15 各試體消能支撐側力與層間位移角關係圖

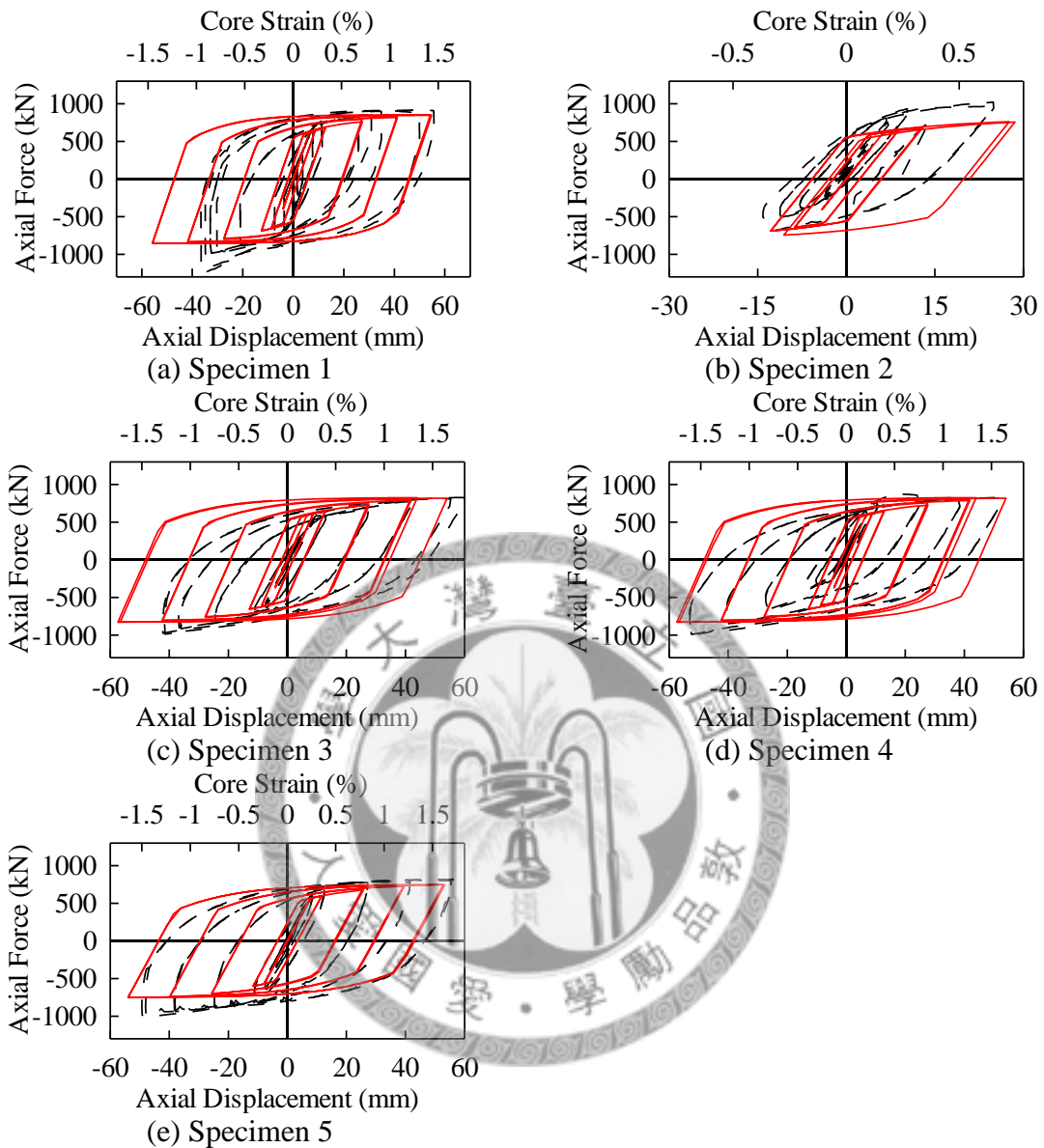


圖 4.16 各試體消能支撐軸力與軸位移關係圖

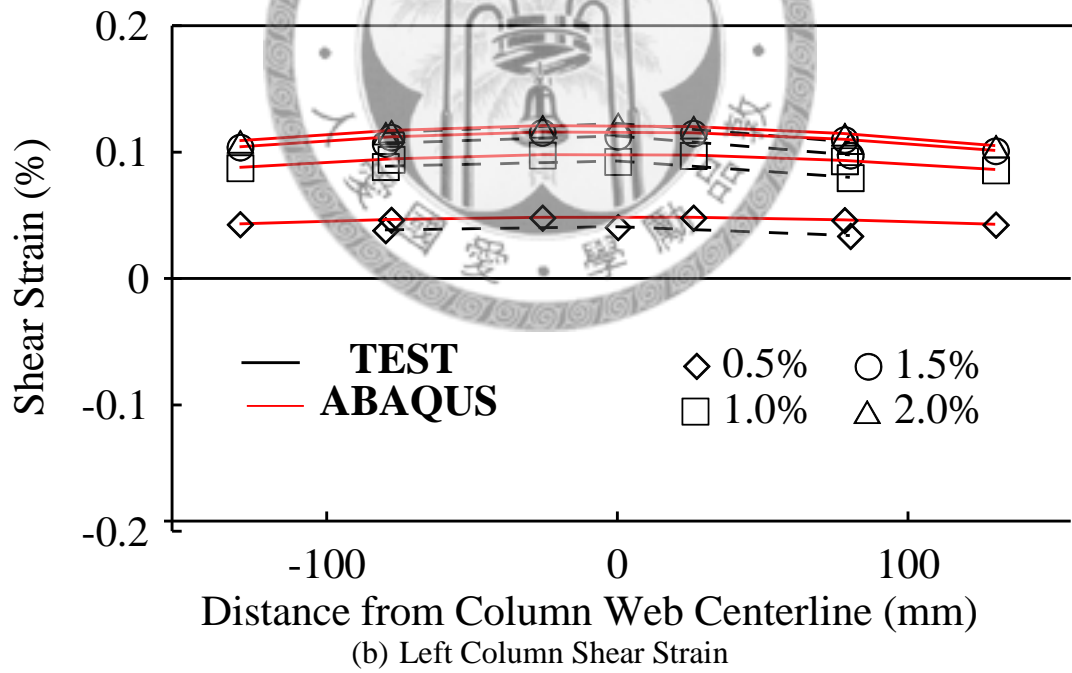
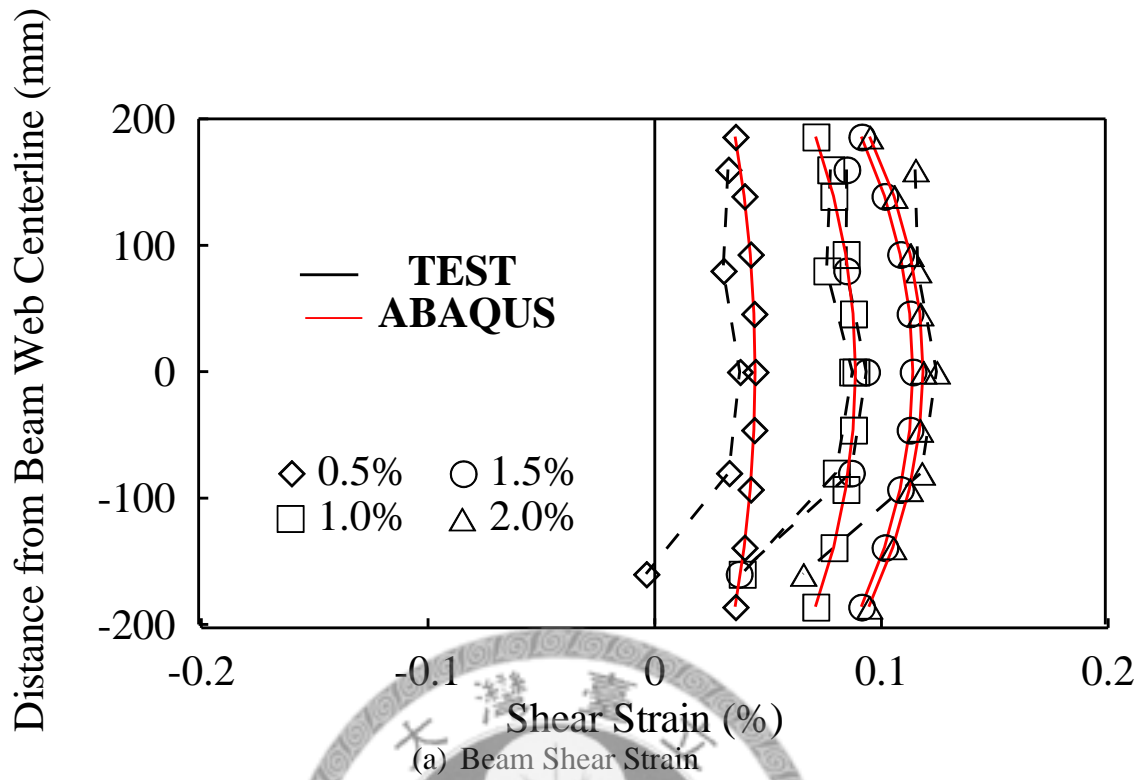
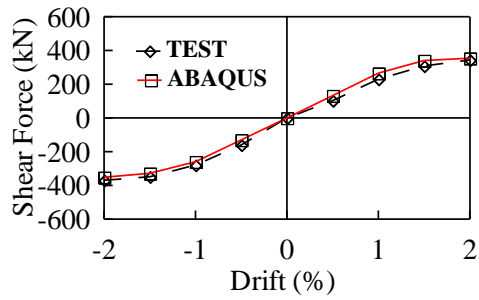
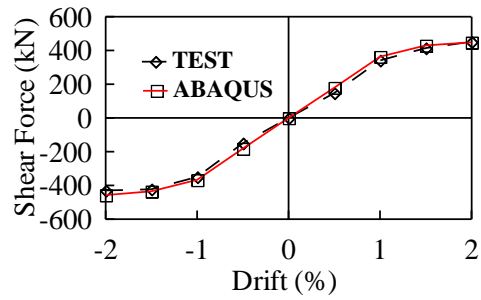


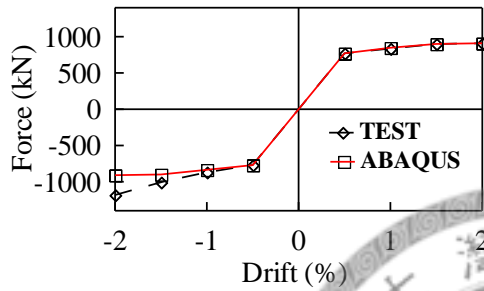
圖 4.17 試體一梁及左柱剪應變



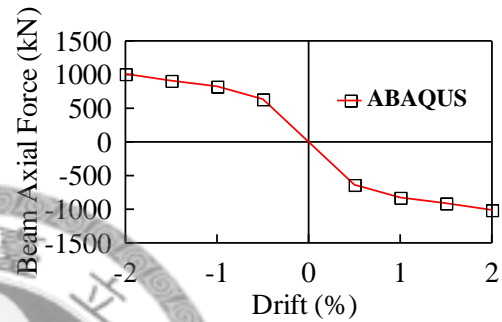
(a) Beam Shear Force



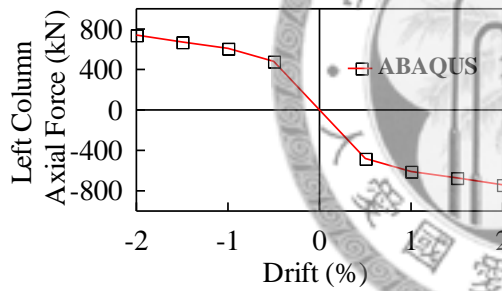
(b) Left Column Shear Force



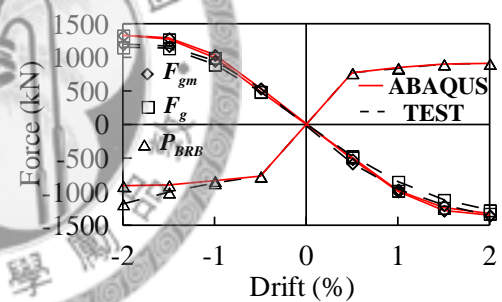
(c) BRB Axial Force



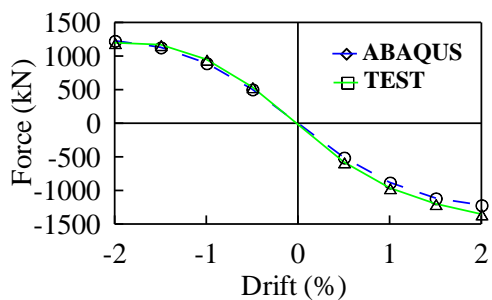
(d) Beam Axial Force



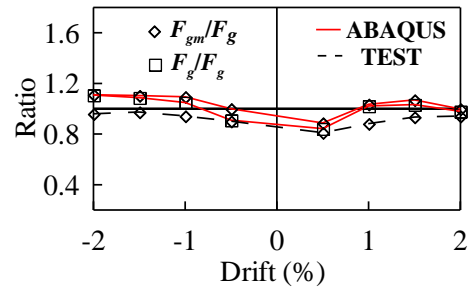
(e) Left Column Axial Force



(f) Axial Force of Equivalent Strut

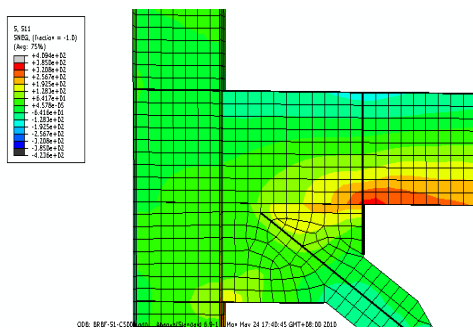


(g) Axial Force of Equivalent Strut

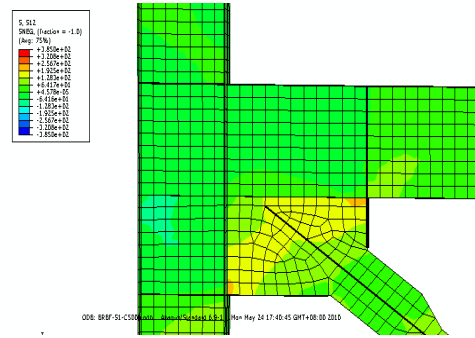


(h) Ratio of Equivalent Strut Force

圖 4.18 試體一等效支撐軸力比對

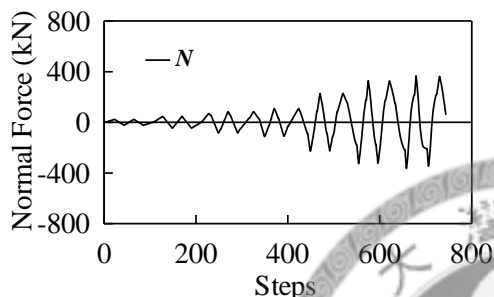


(a) Normal Stress

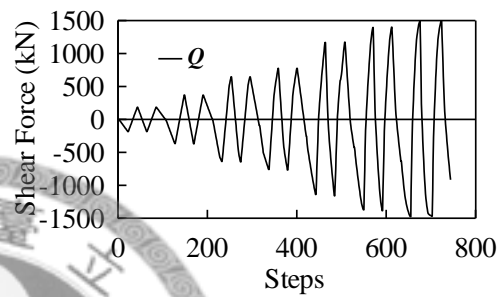


(b) Shear Stress

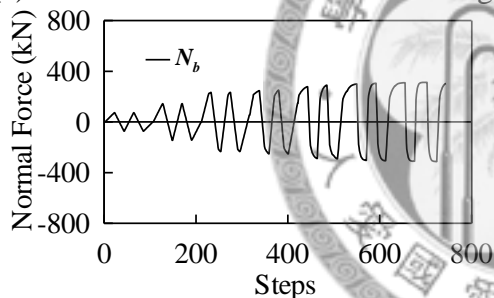
圖 4.19 試體一接合板與梁交界面之正向應力及剪應力 (-1% Drift)



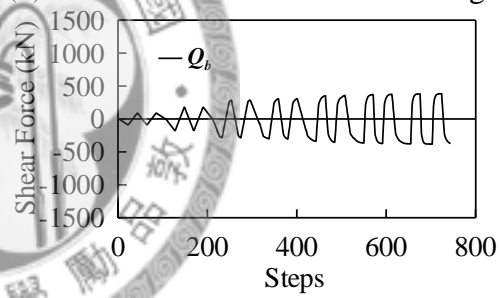
(a) Normal Force on Gusset-Beam Edge



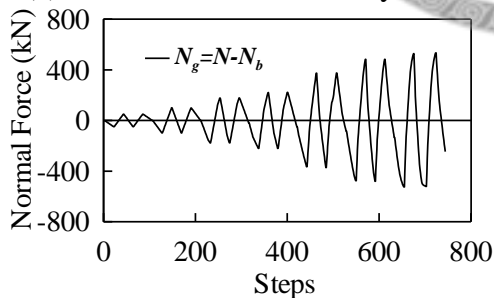
(b) Shear Force on Gusset-Beam Edge



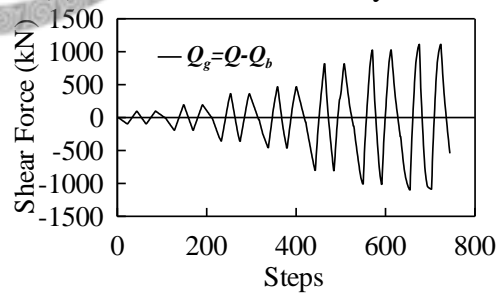
(c) Normal Force induced by brace



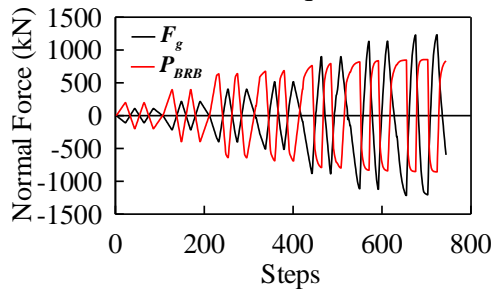
(d) Shear Force induced by brace



(e) Vertical Force of Equivalent Strut

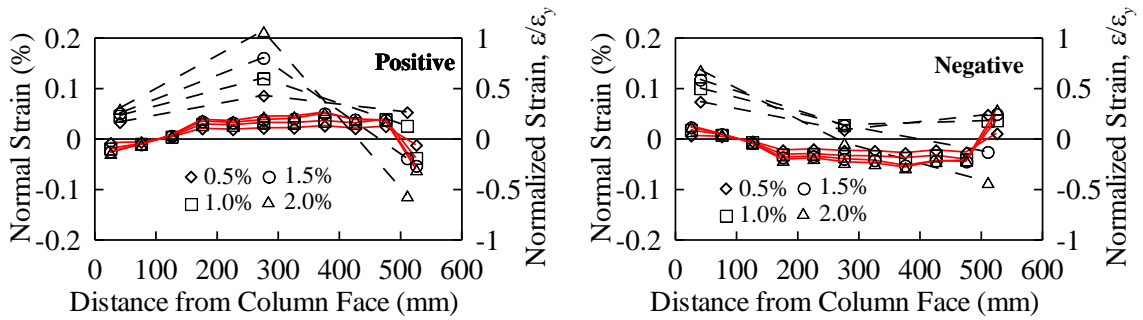


(f) Horizontal Force of Equivalent Strut

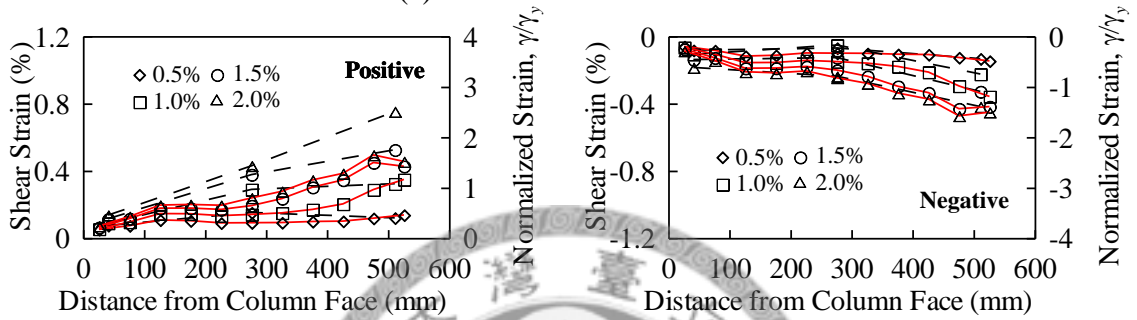


(j) Axial Force of Equivalent Strut

4.20 試體一等效支撐水平分力及垂直分力

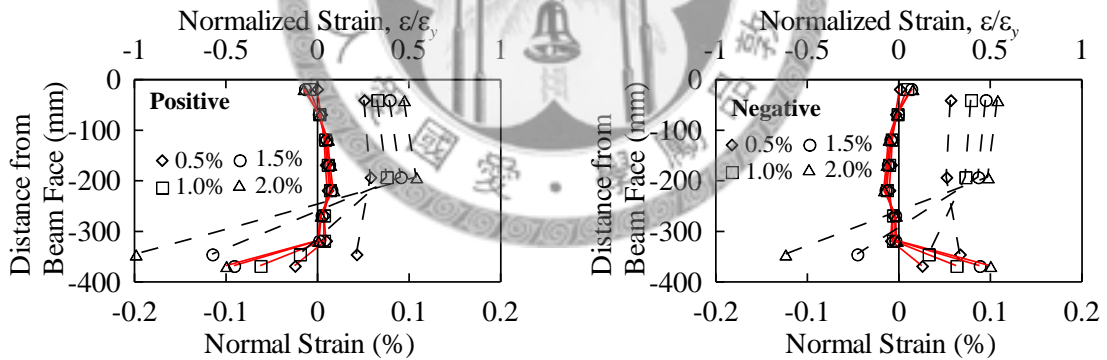


(a) Normal Strain Profiles

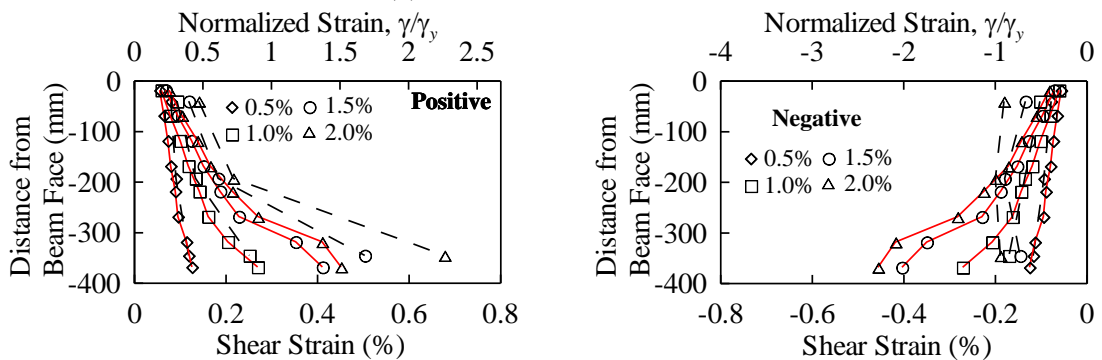


(b) Shear Strain Profiles

--- TEST ——— ABAQUS
圖 4.21 試體一接合板與梁界面之應變分佈(-1% Drift)

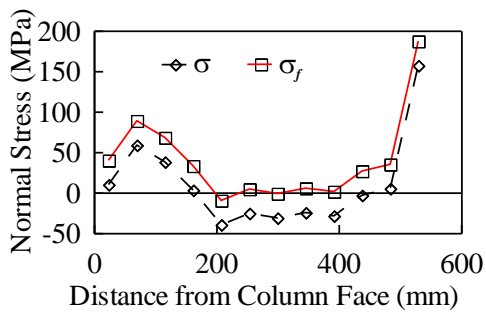


(a) Normal Strain Profiles

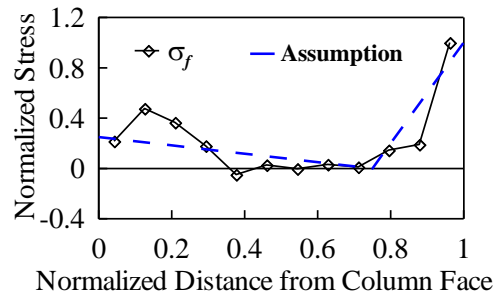


(b) Shear Strain Profiles

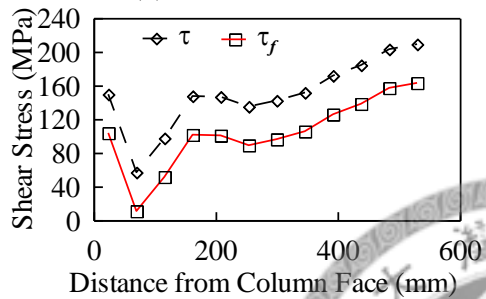
--- TEST ——— ABAQUS
圖 4.22 試體一接合板與柱界面之應變分佈(-1% Drift)



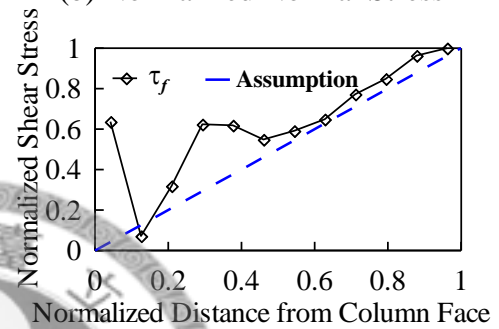
(a) Normal Stress



(b) Normalized Normal Stress

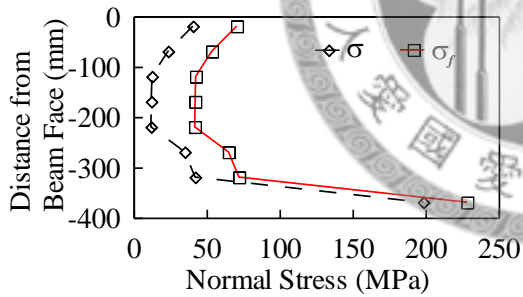


(c) Shear Stress

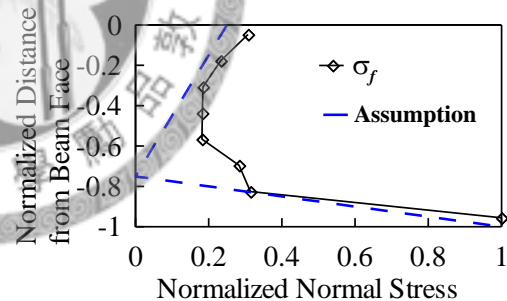


(d) Normalized Shear Stress

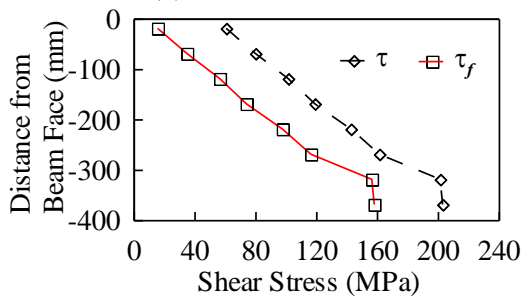
圖 4.23 試體一接合板與梁界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)



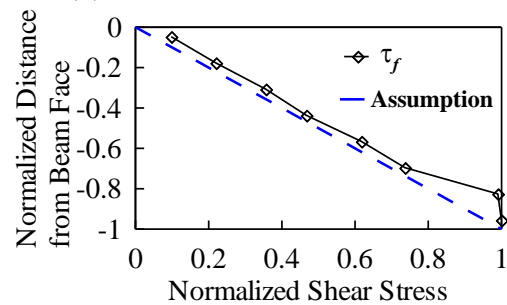
(a) Normal Stress



(b) Normalized Normal Stress

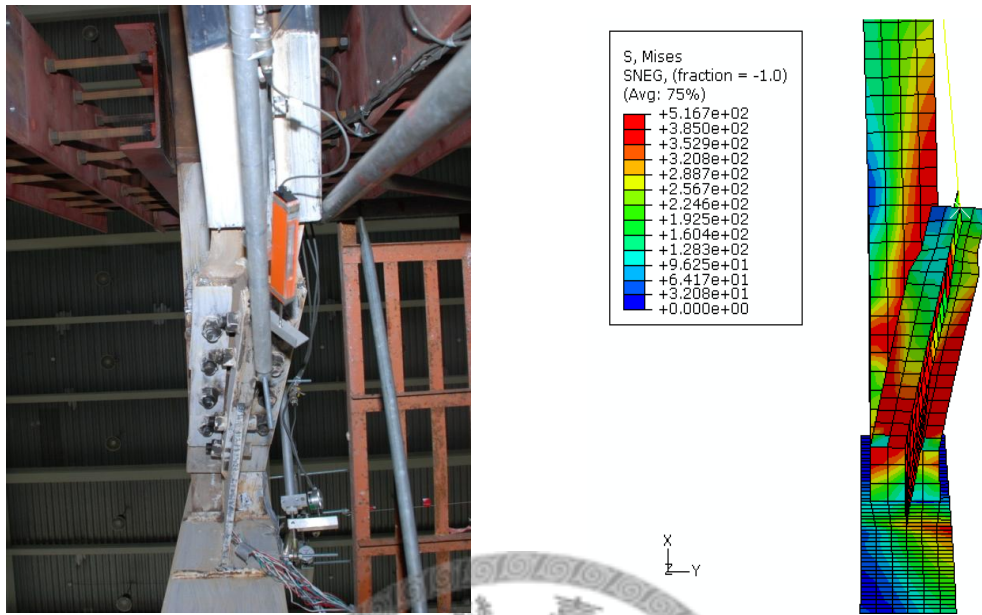


(c) Shear Stress



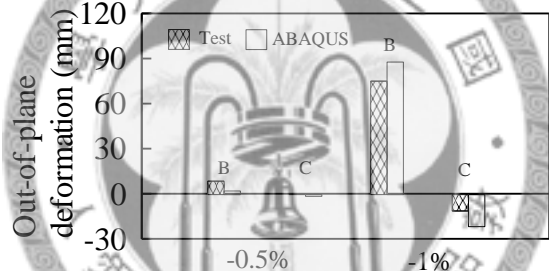
(d) Normalized Shear Stress

圖 4.24 試體一接合板與柱界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)



(a) Test

(b) ABAQUS



(c) Out-of-Plane Deformation

圖 4.25 試體二上端接合板挫屈變形及 B、C 點之面外變形比較(-1% Drift)

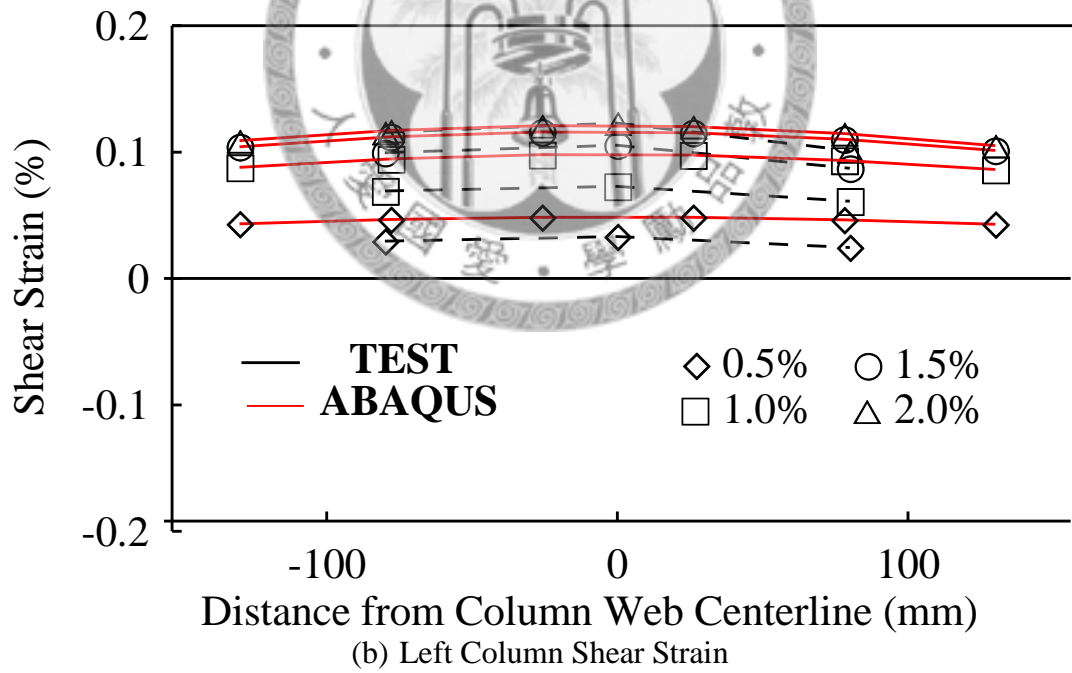
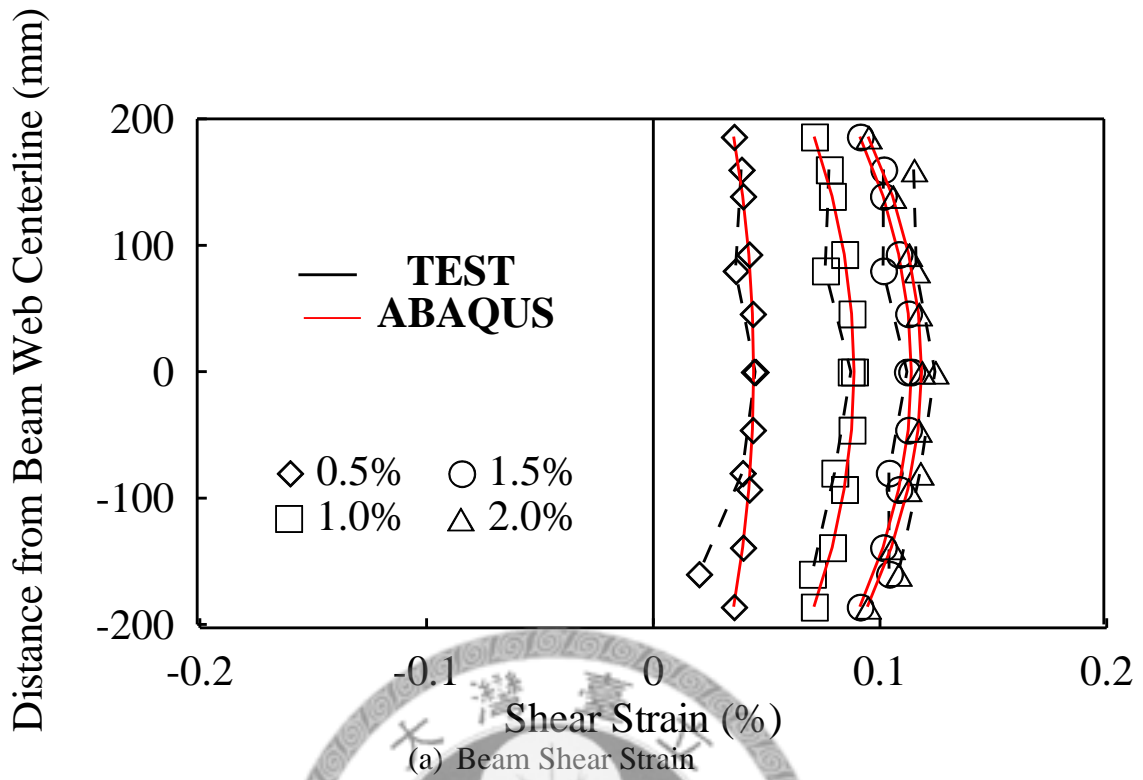
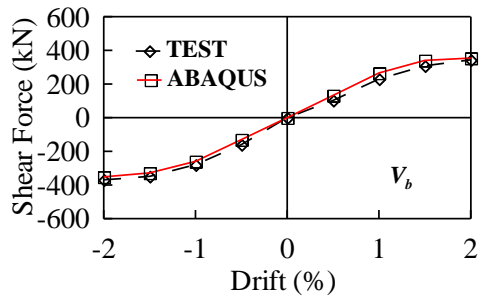
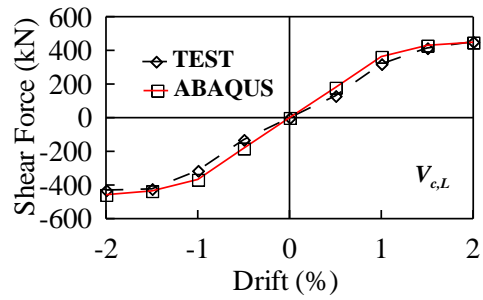


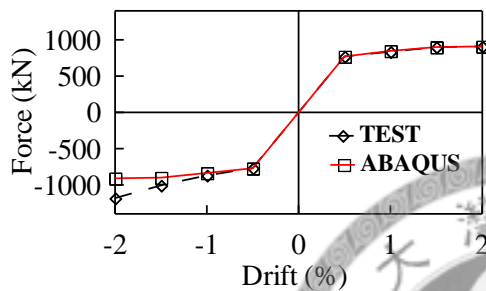
圖 4.26 試體三梁及左柱剪應變



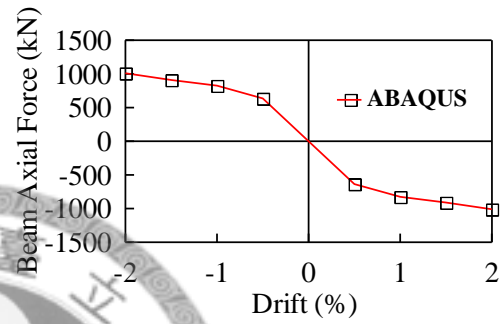
(d) Beam Shear Force



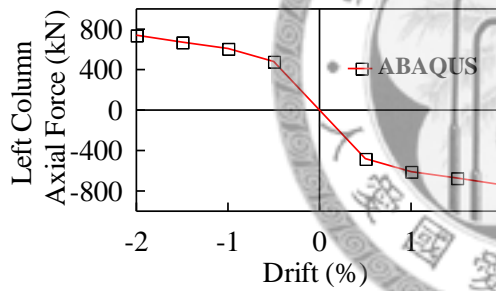
(e) Left Column Shear Force



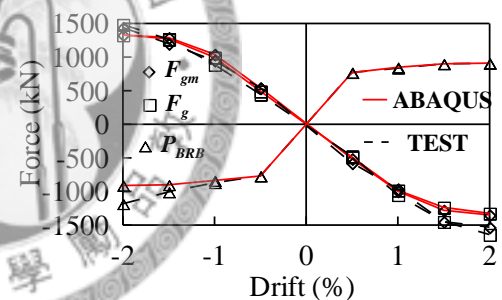
(c) BRB Axial Force



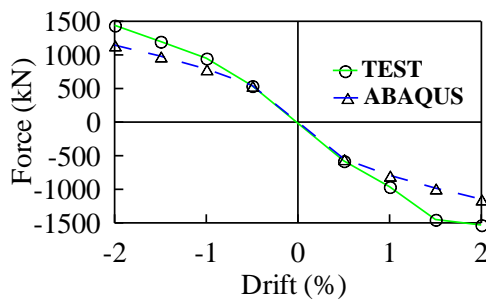
(d) Beam Axial Force



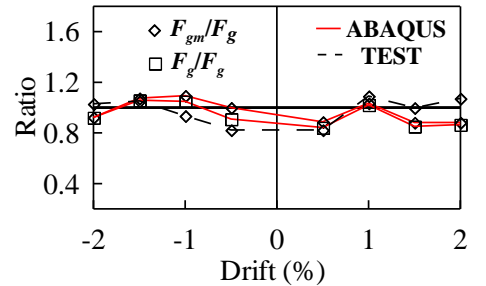
(e) Left Column Axial Force



(f) Axial Force of Equivalent Strut



(g) Axial Force of Equivalent Strut



(h) Ratio of Equivalent Strut Force

圖 4.27 試體三等效支撐軸力比對

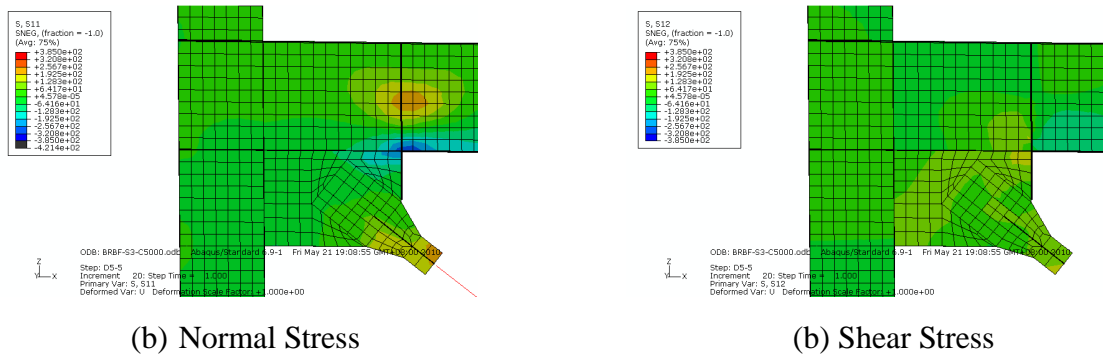


圖 4.28 試體三接合板與梁交界面之正向應力及剪應力(-1% Drift)

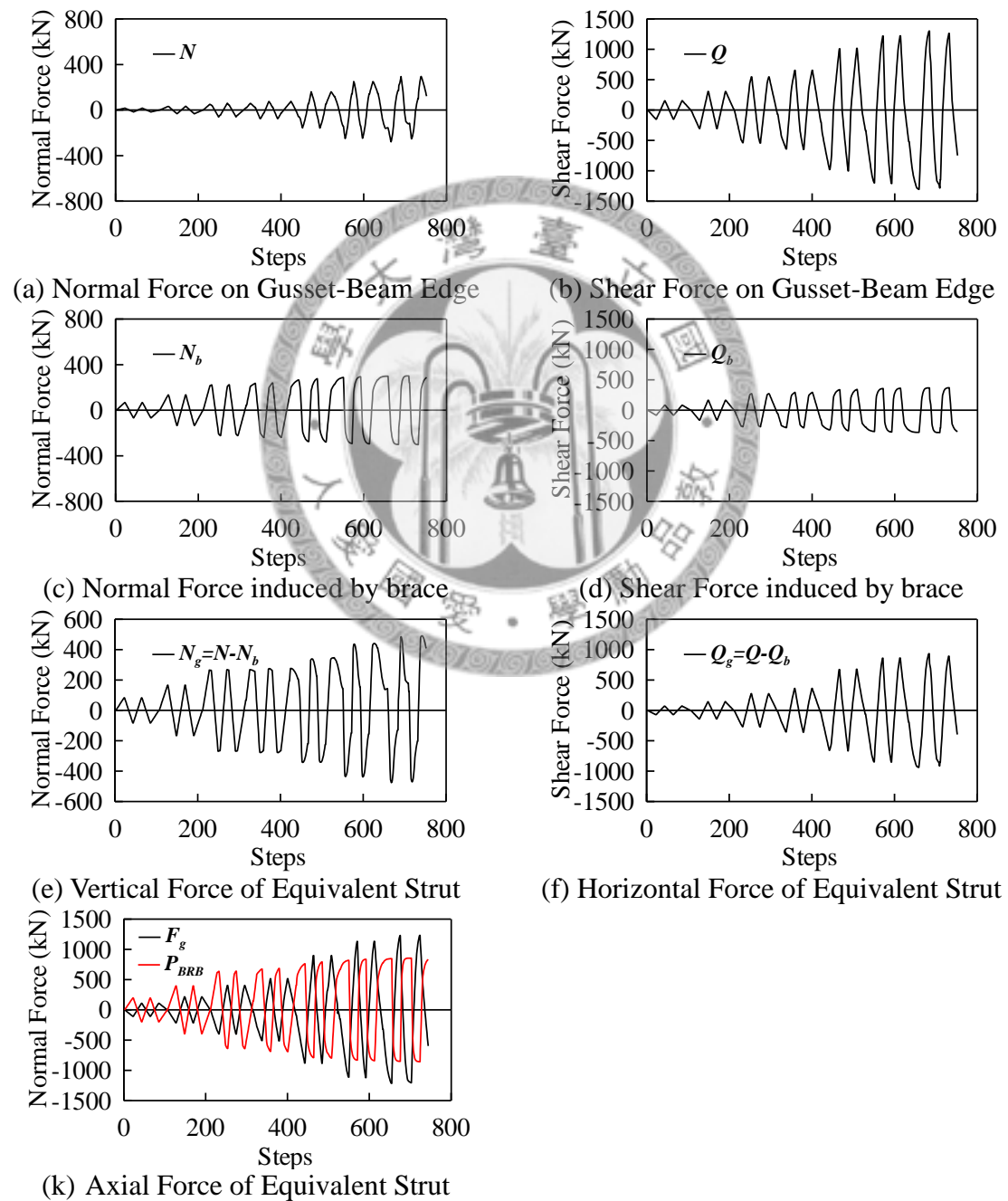
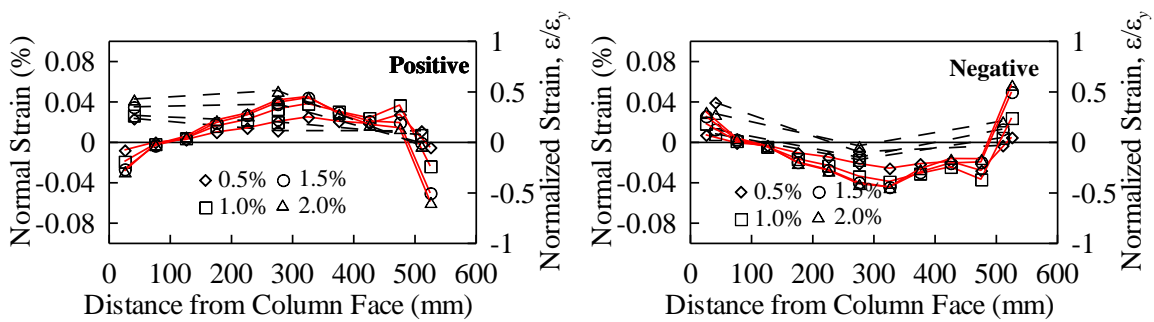
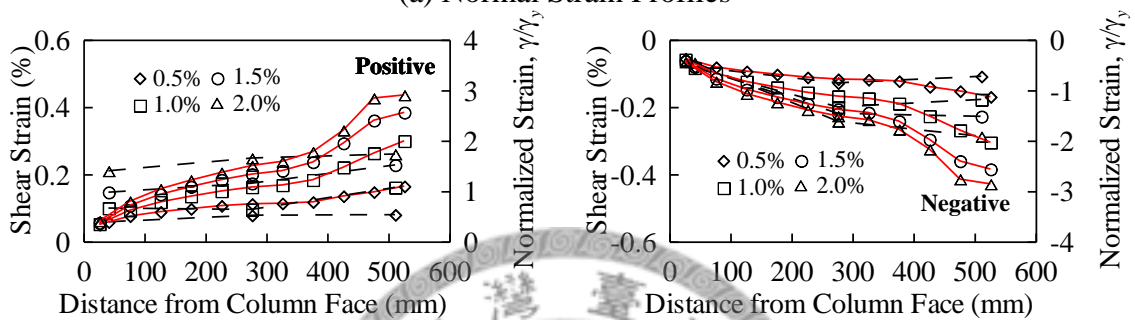


圖 4.29 試體三等效支撐水平分力及垂直分力

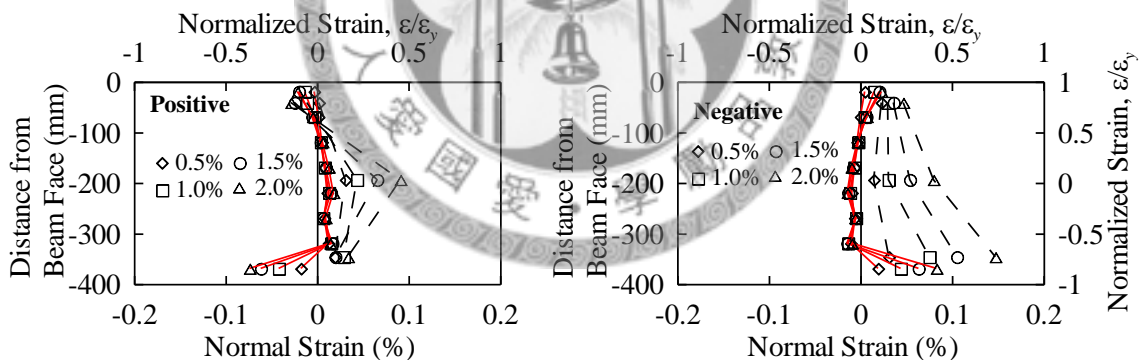


(a) Normal Strain Profiles

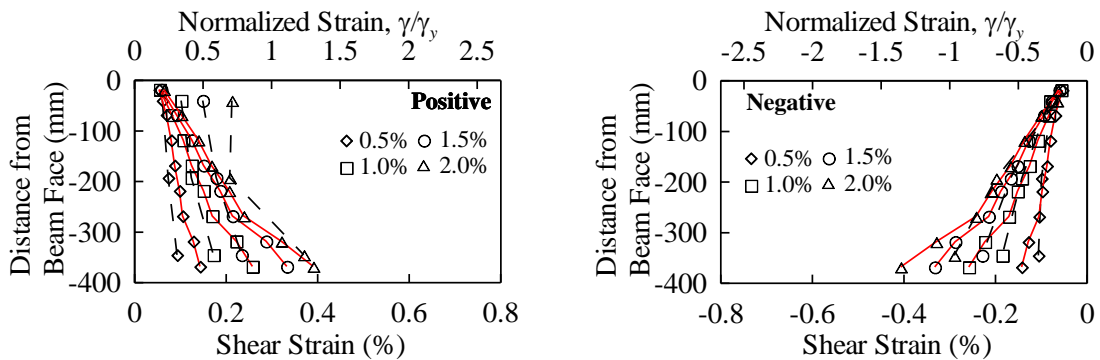


(b) Shear Strain Profiles

--- TEST — ABAQUS
圖 4.30 試體三接合板與梁界面之應變分佈

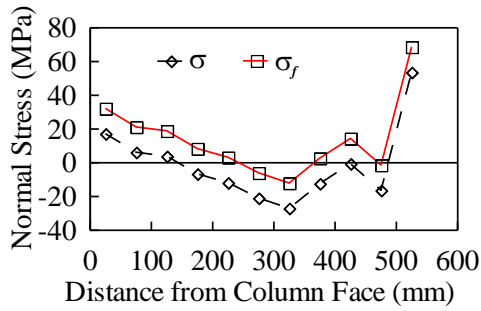


(a) Normal Strain Profiles

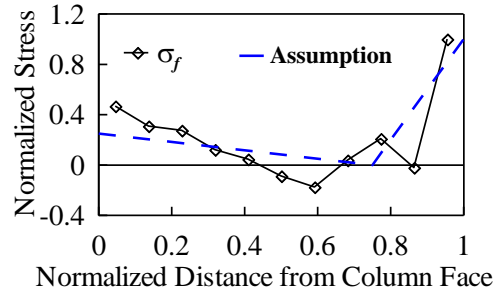


(b) Shear Strain Profiles

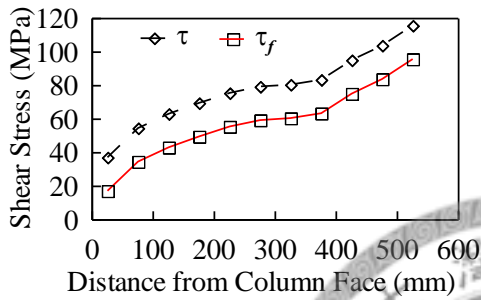
--- TEST — ABAQUS
圖 4.31 試體三接合板與梁界面之應變分佈



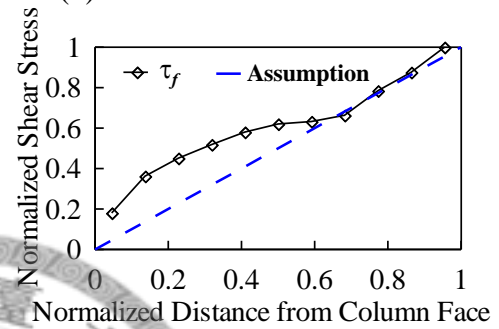
(a) Normal Stress



(b) Normalized Normal Stress

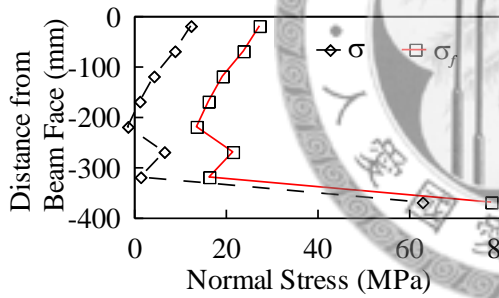


(c) Shear Stress

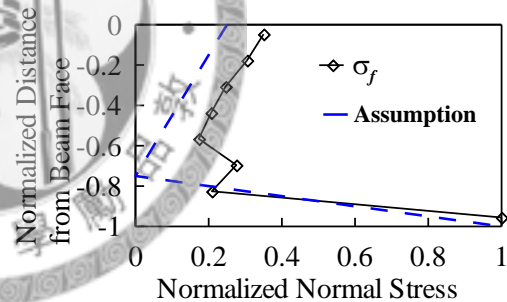


(d) Normalized Shear Stress

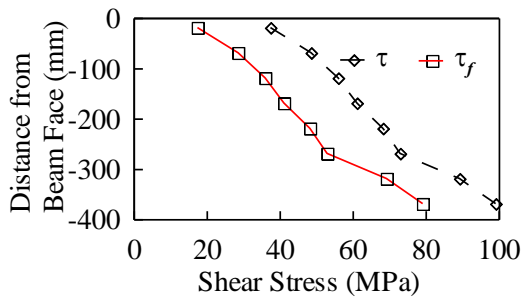
圖 4.32 試體三接合板與梁界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)



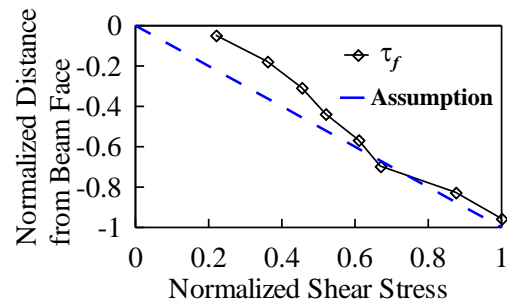
(a) Normal Stress



(b) Normalized Normal Stress



(c) Shear Stress



(d) Normalized Shear Stress

圖 4.33 試體三接合板與柱界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)

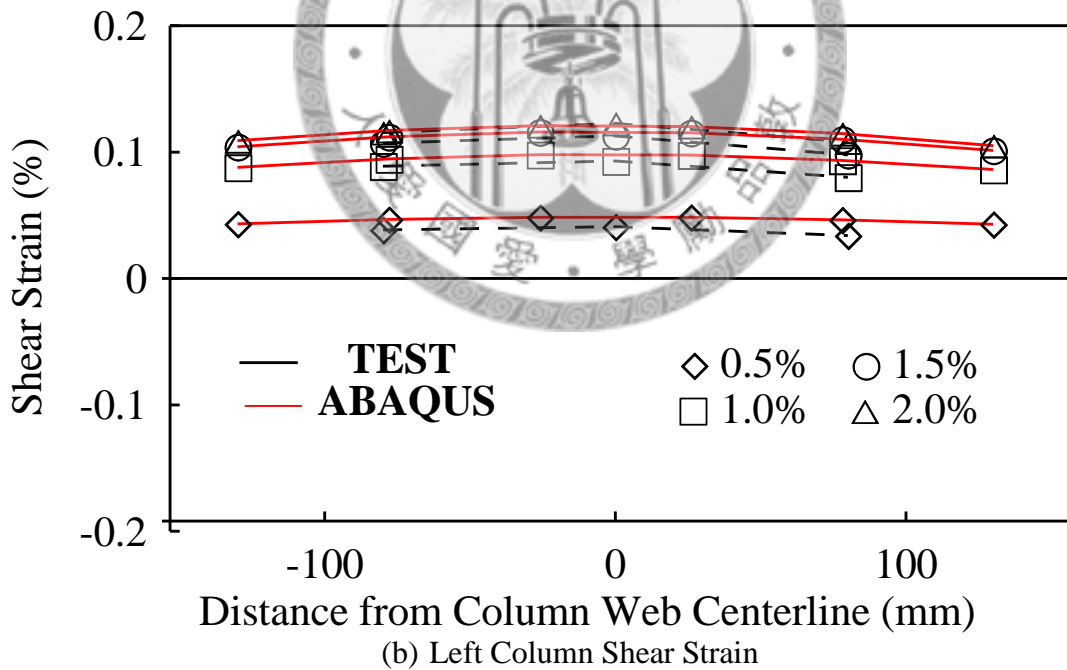
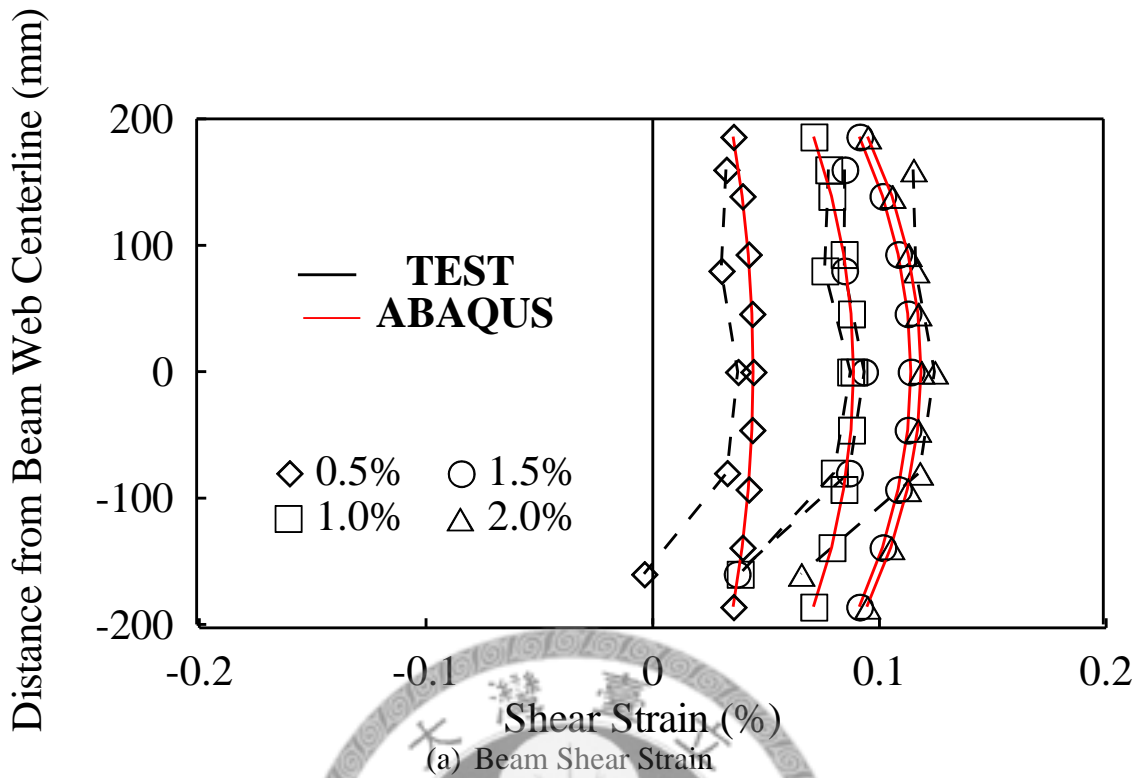
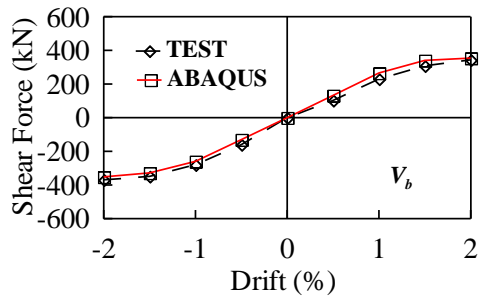
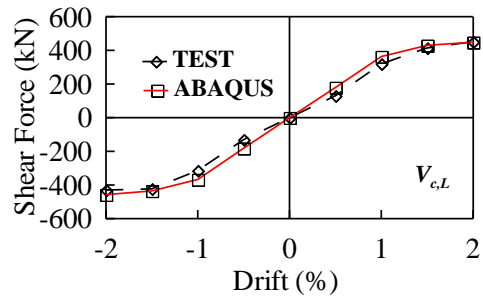


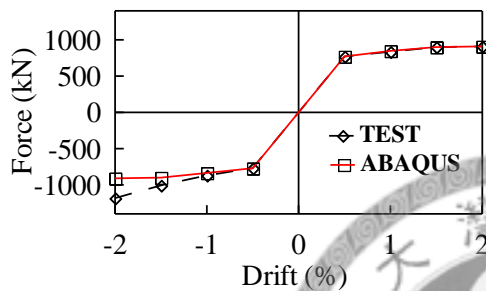
圖 4.34 試體四梁及左柱剪應變



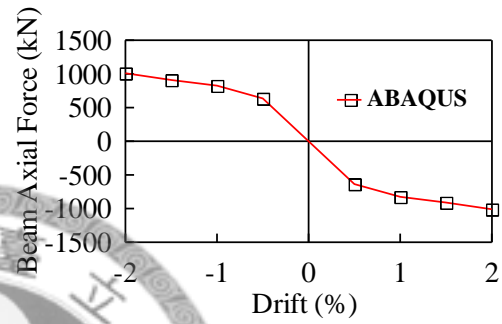
(f) Beam Shear Force



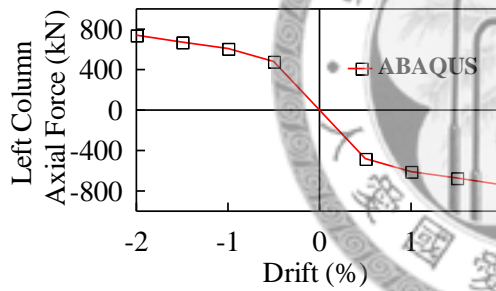
(g) Left Column Shear Force



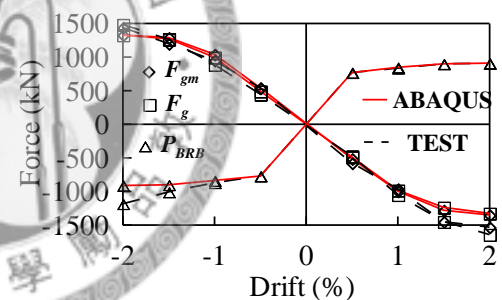
(c) BRB Axial Force



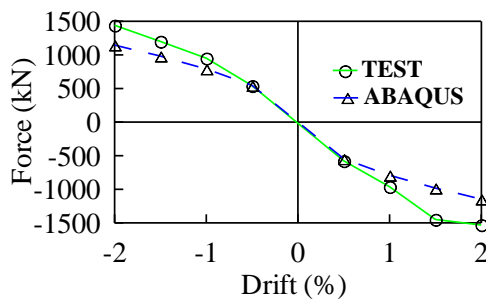
(d) Beam Axial Force



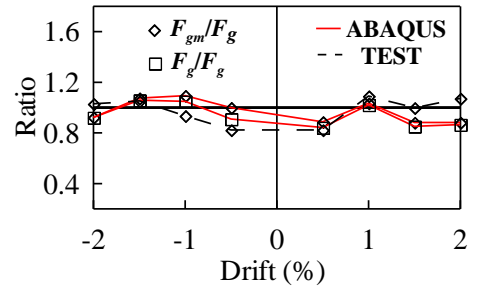
(e) Left Column Axial Force



(f) Axial Force of Equivalent Strut

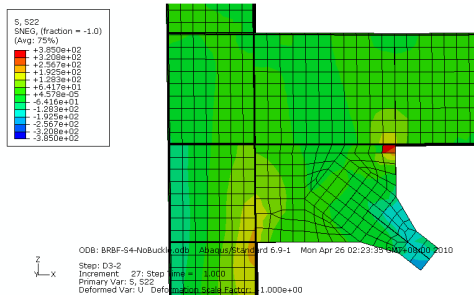


(g) Axial Force of Equivalent Strut

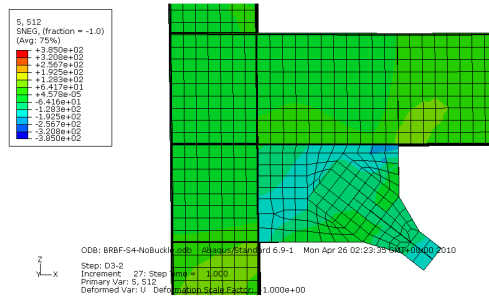


(h) Ratio of Equivalent Strut Force

圖 4.35 試體四等效支撐軸力比對

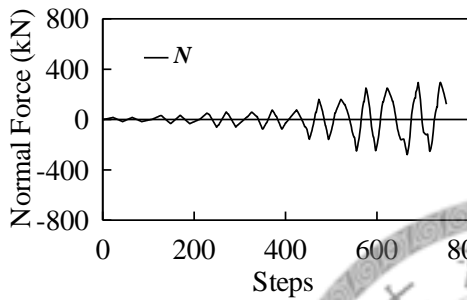


(c) Normal Stress

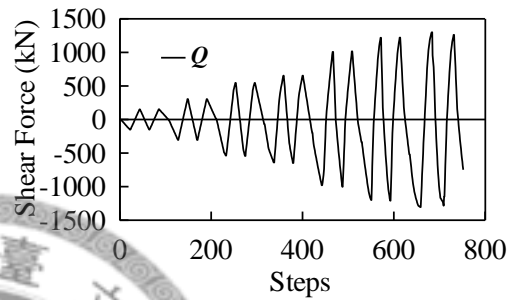


(b) Shear Stress

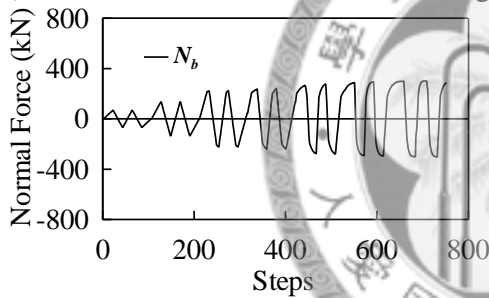
圖 4.36 試體四接合板與梁交界面之正向應力及剪應力 (-1% Drift)



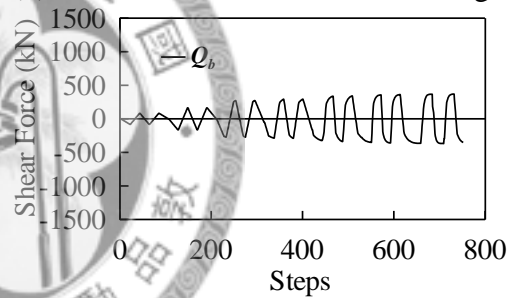
(a) Normal Force on Gusset-Beam Edge



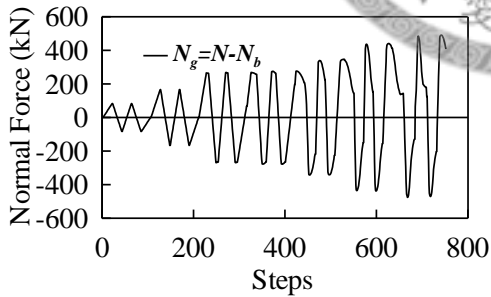
(b) Shear Force on Gusset-Beam Edge



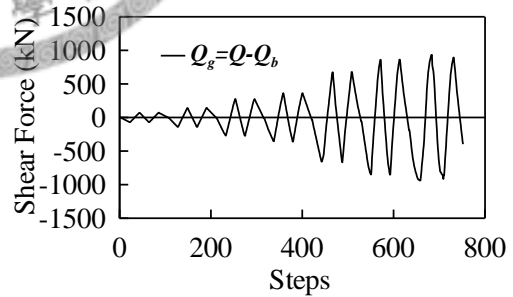
(c) Normal Force induced by brace



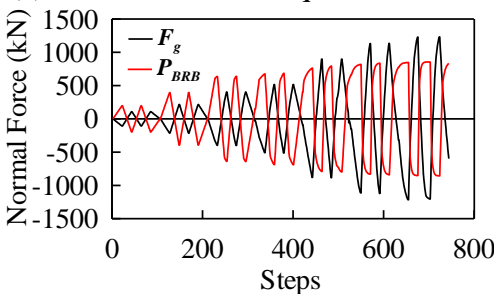
(d) Shear Force induced by brace



(e) Vertical Force of Equivalent Strut

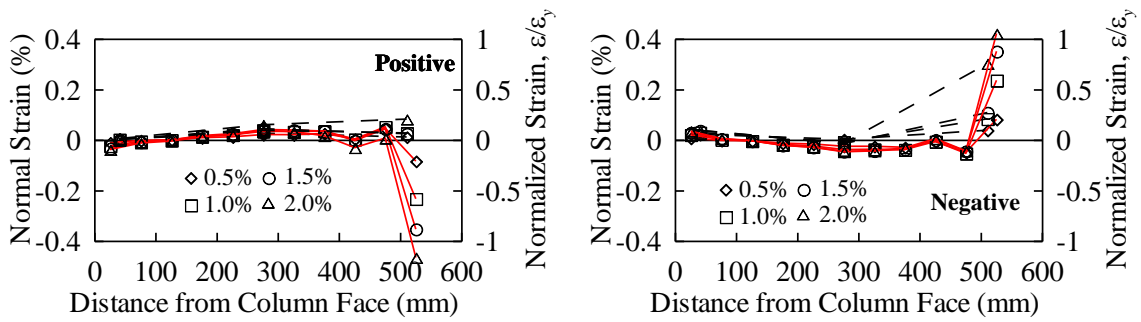


(f) Horizontal Force of Equivalent Strut

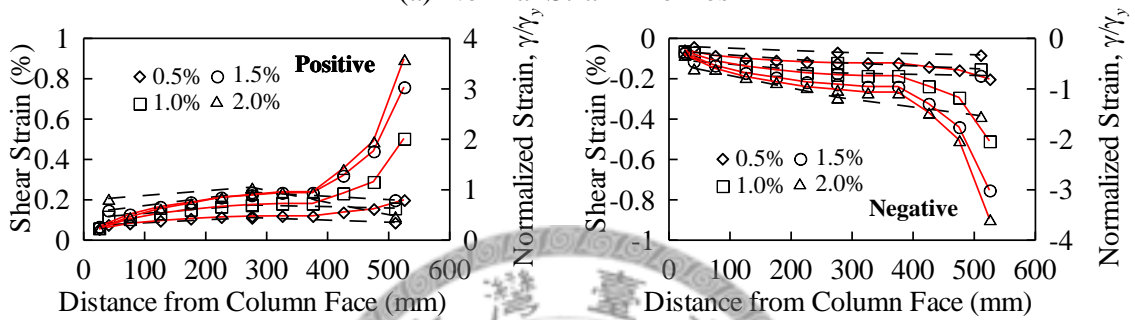


(g) Axial Force of Equivalent Strut

圖 4.37 試體四等效支撐水平分力及垂直分力

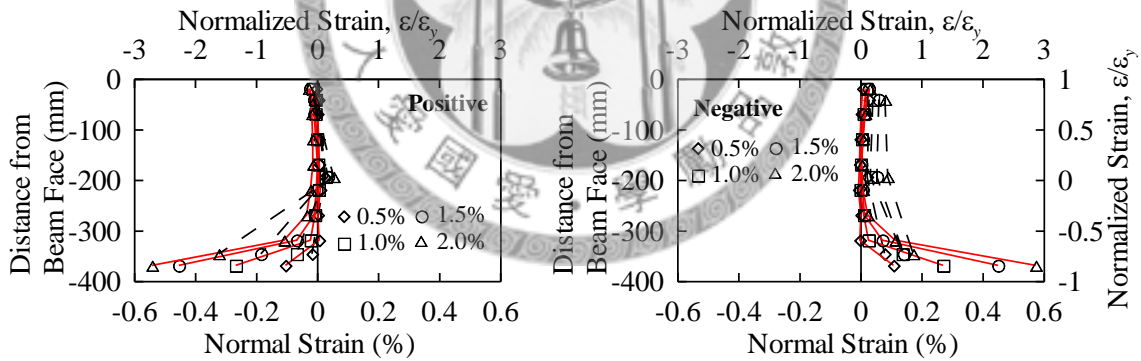


(a) Normal Strain Profiles

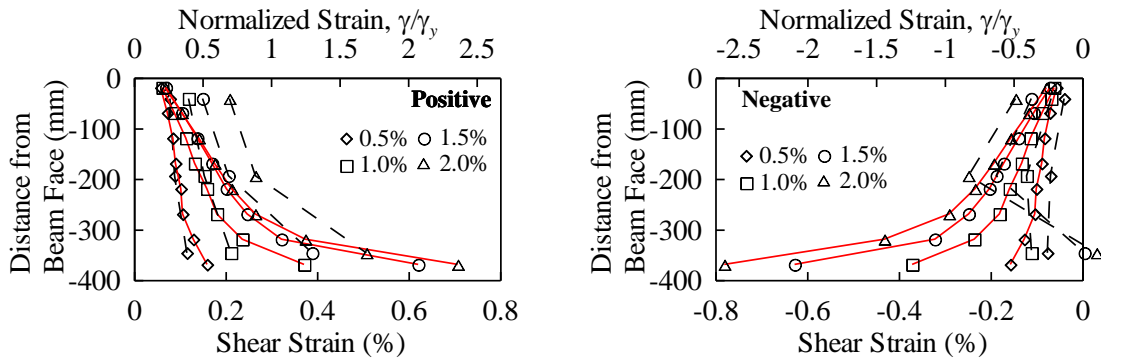


(b) Shear Strain Profiles

--- TEST --- ABAQUS
圖 4.38 試體四接合板與梁界面之應變分佈

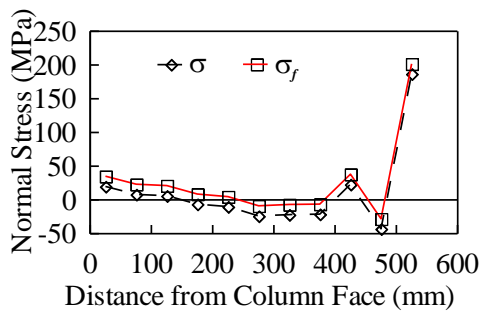


(a) Normal Strain Profiles

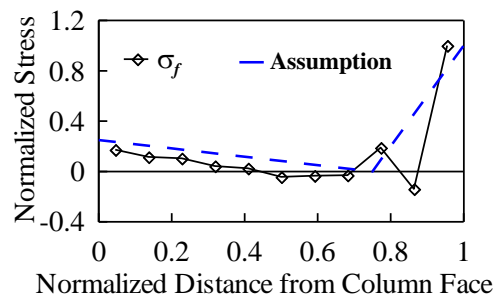


(b) Shear Strain Profiles

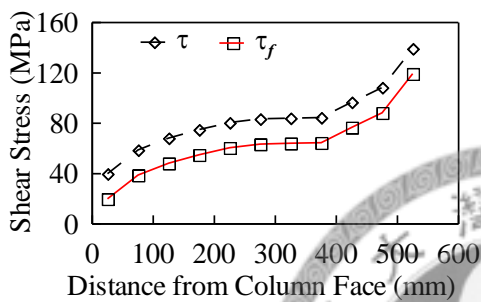
--- TEST --- ABAQUS
圖 4.39 試體四接合板與柱界面之應變分佈



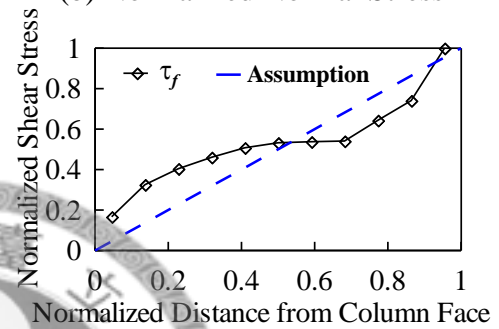
(a) Normal Stress



(b) Normalized Normal Stress

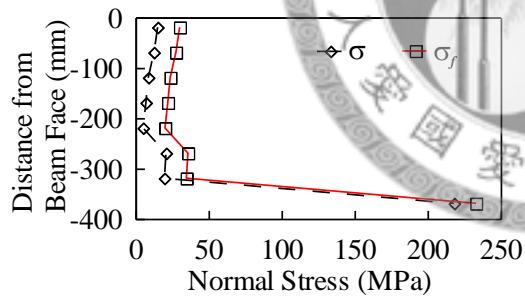


(c) Shear Stress

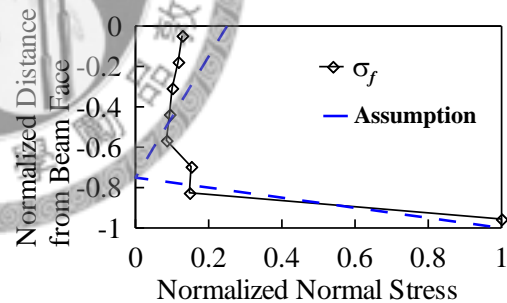


(d) Normalized Shear Stress

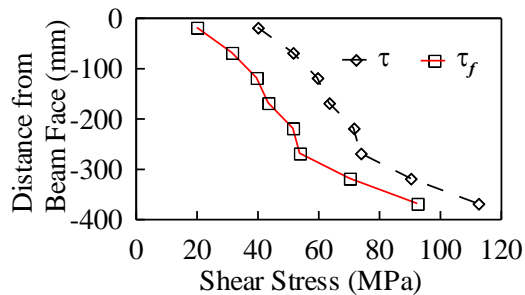
圖 4.40 試體四接合板與梁界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)



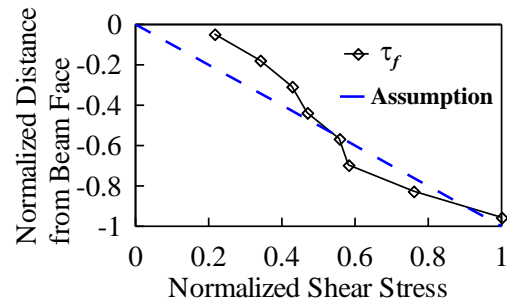
(a) Normal Stress



(b) Normalized Normal Stress



(c) Shear Stress



(d) Normalized Shear Stress

圖 4.41 試體四接合板與柱界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)

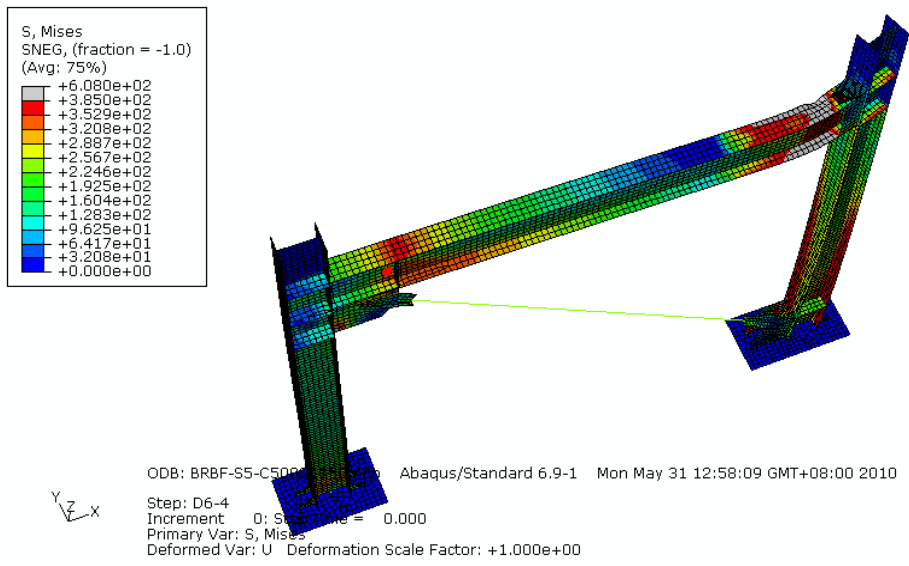


圖 4.42 試體五無斜撐端梁面外挫屈 (+2.5% Drift)



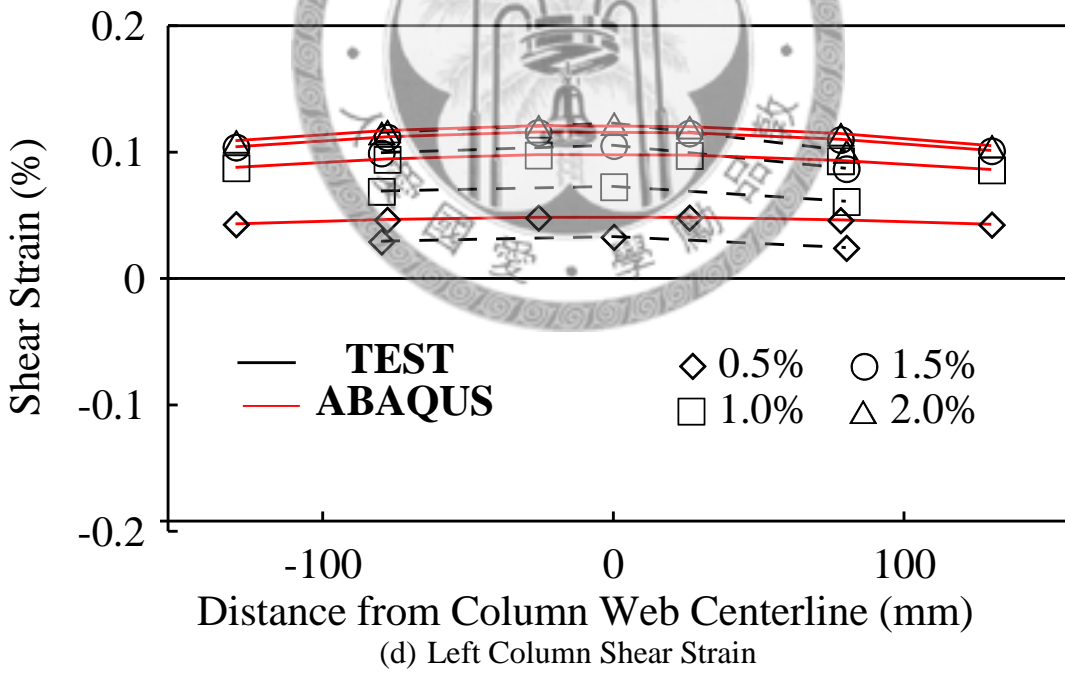
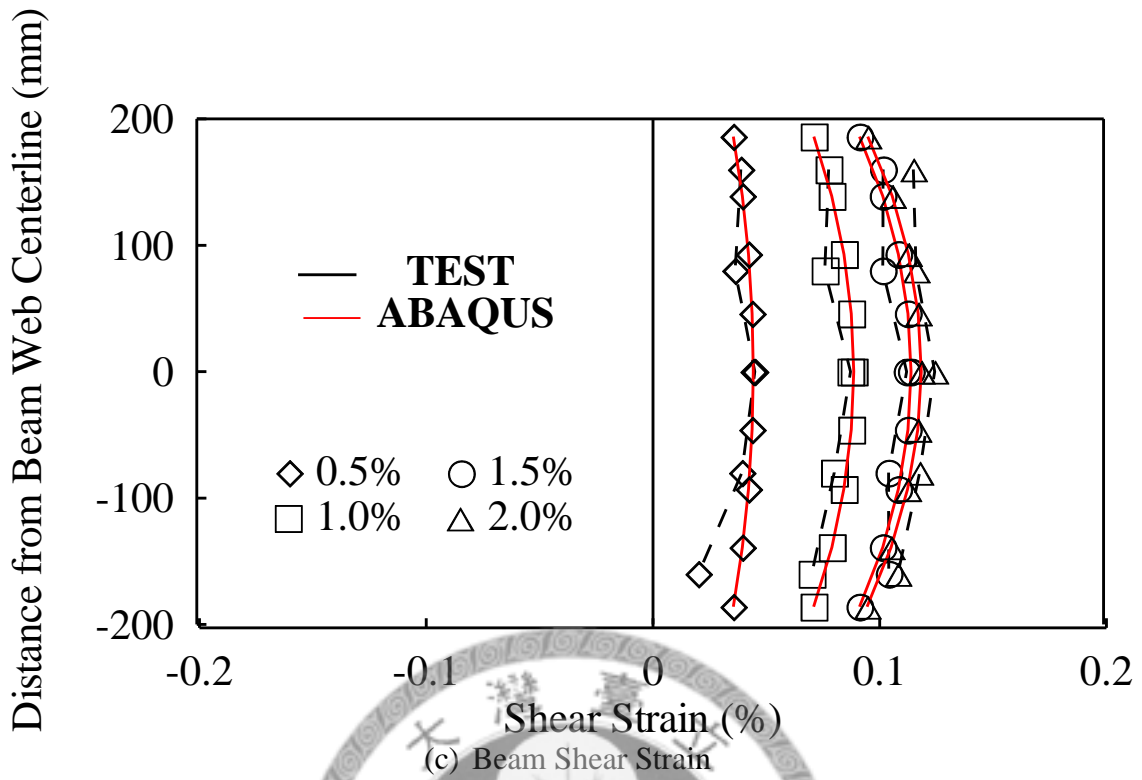
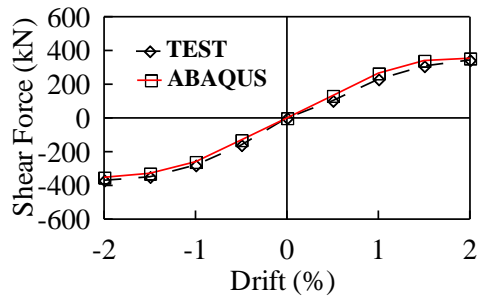
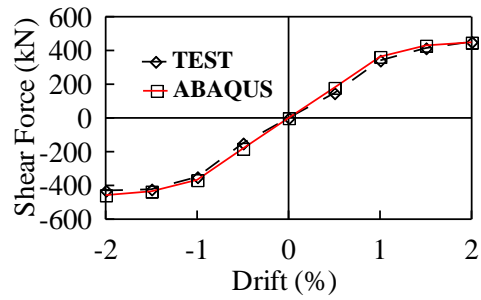


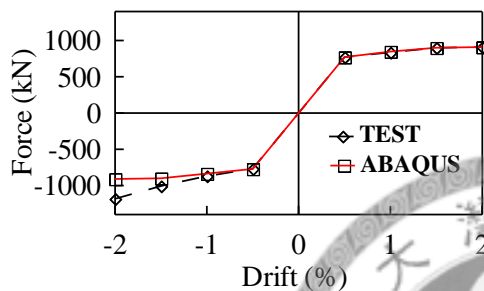
圖 4.43 試體五梁及左柱剪應變



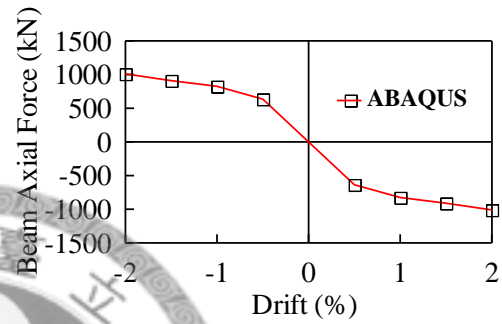
(h) Beam Shear Force



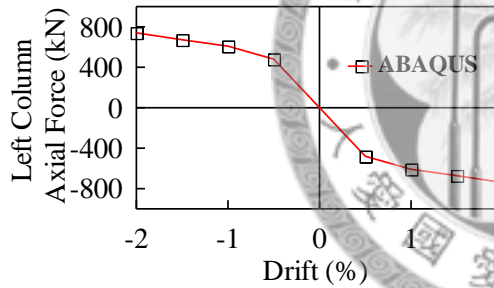
(i) Left Column Shear Force



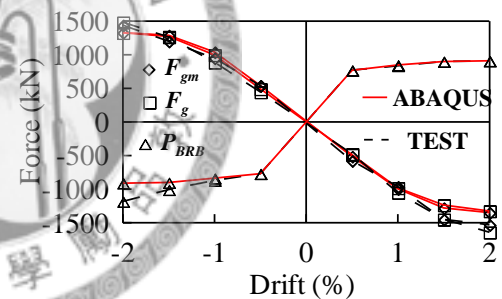
(c) BRB Axial Force



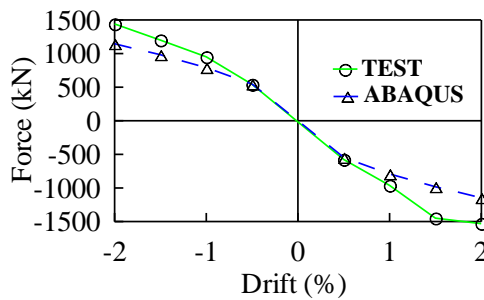
(d) Beam Axial Force



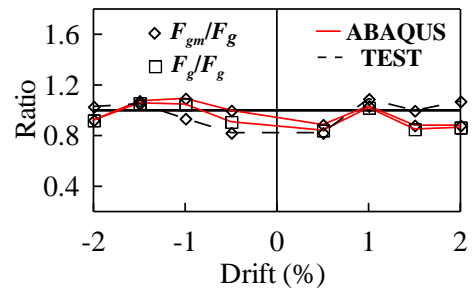
(e) Left Column Axial Force



(f) Axial Force of Equivalent Strut

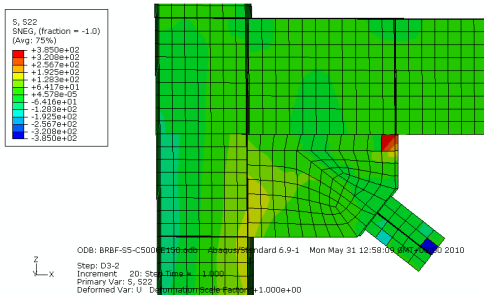


(g) Axial Force of Equivalent Strut

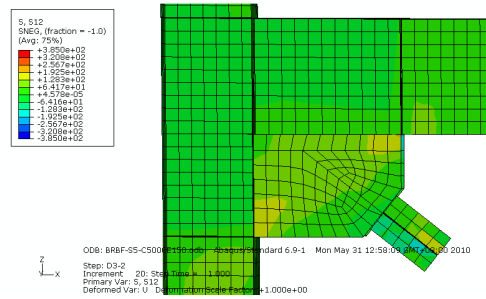


(h) Ratio of Equivalent Strut Force

圖 4.44 試體五等效支撐軸力比對

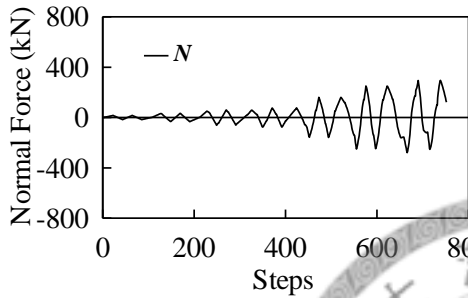


(d) Normal Stress

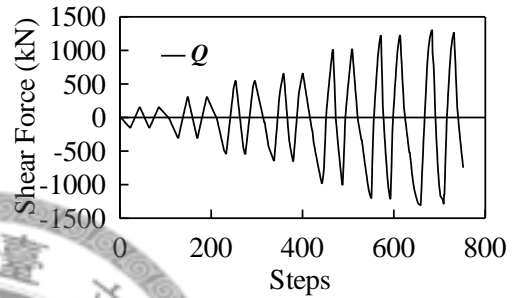


(b) Shear Stress

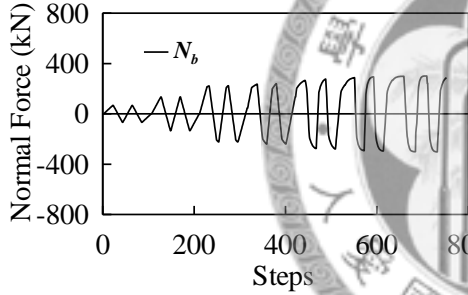
圖 4.45 試體五接合板與梁交界面之正向應力及剪應力 (-1% Drift)



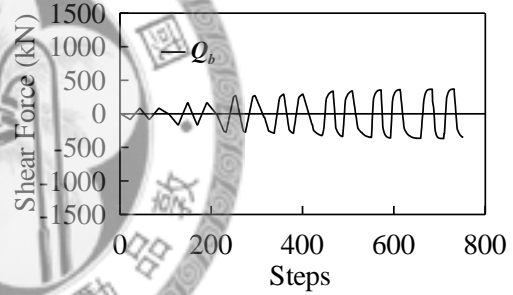
(a) Normal Force on Gusset-Beam Edge



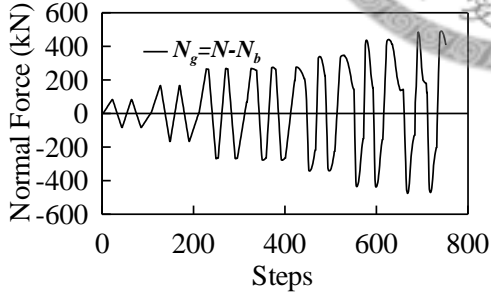
(b) Shear Force on Gusset-Beam Edge



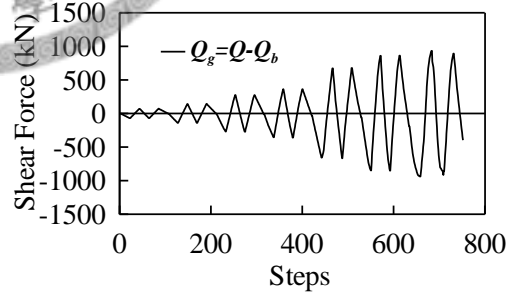
(c) Normal Force induced by brace



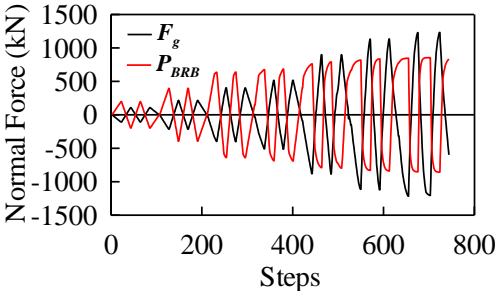
(d) Shear Force induced by brace



(e) Vertical Force of Equivalent Strut

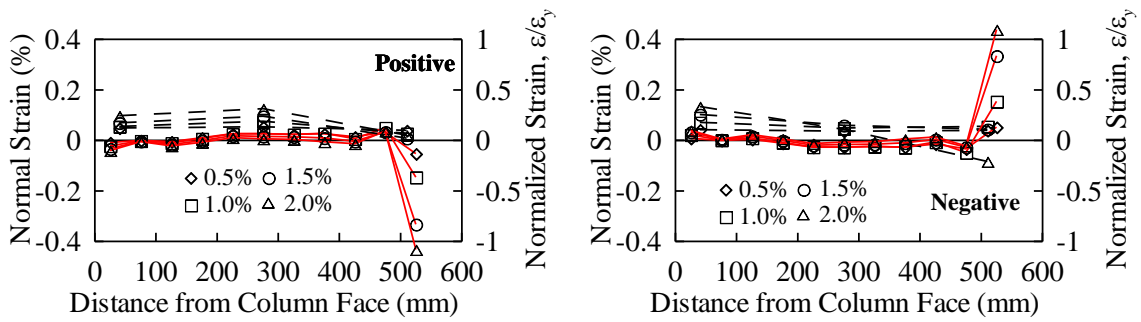


(f) Horizontal Force of Equivalent Strut

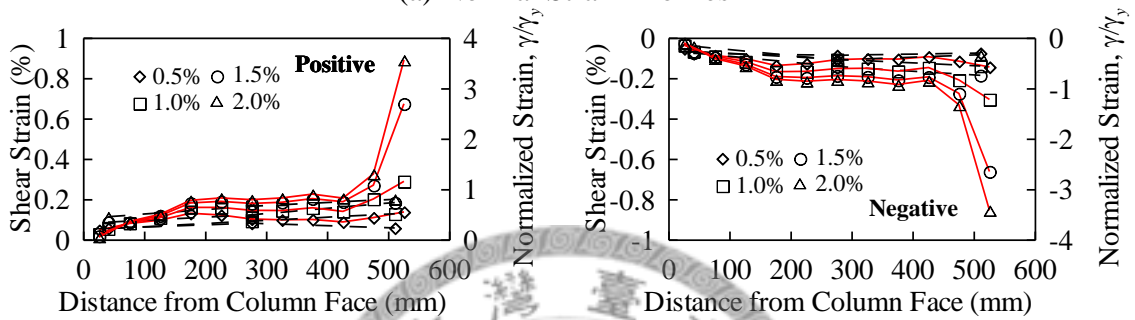


(m) Axial Force of Equivalent Strut

圖 4.46 試體五等效支撐水平分力及垂直分力

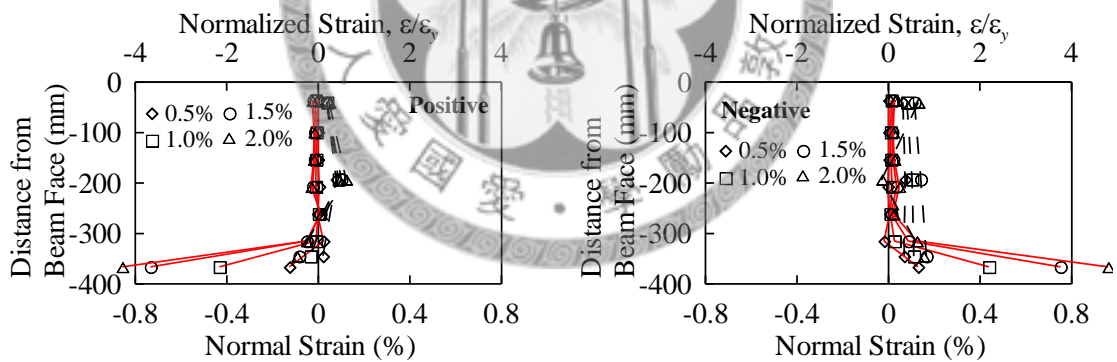


(a) Normal Strain Profiles

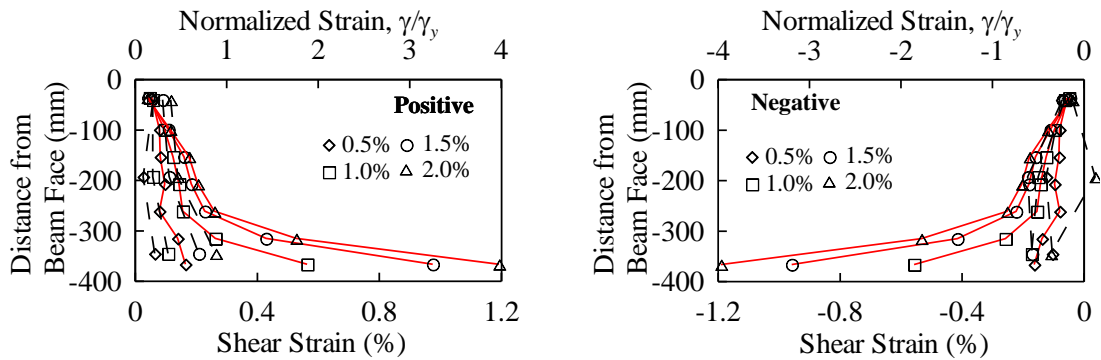


(b) Shear Strain Profiles

--- TEST — ABAQUS
圖 4.47 試體五接合板與梁界面之應變分佈

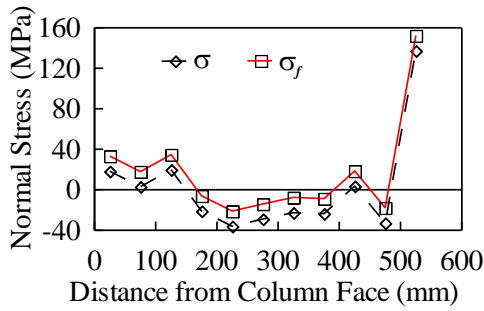


(a) Normal Strain Profiles

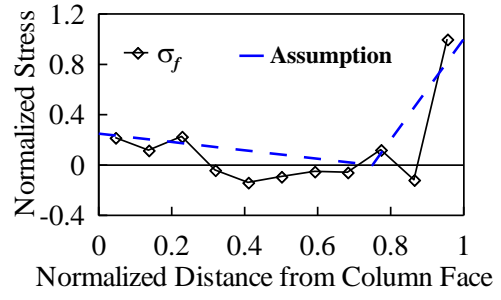


(b) Shear Strain Profiles

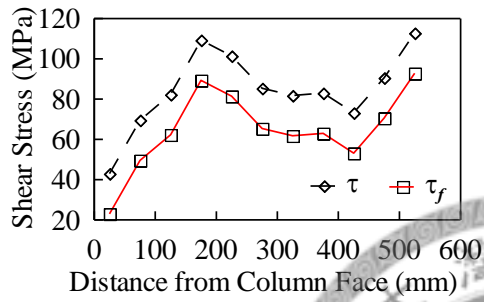
--- TEST — ABAQUS
圖 4.48 試體五接合板與柱界面之應變分佈



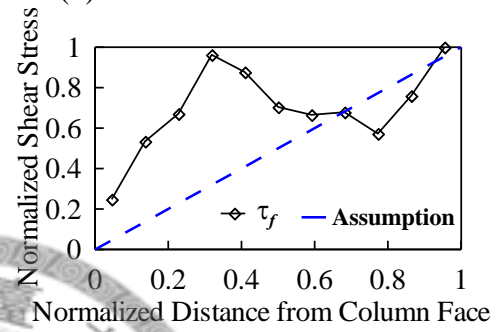
(a) Normal Stress



(b) Normalized Normal Stress

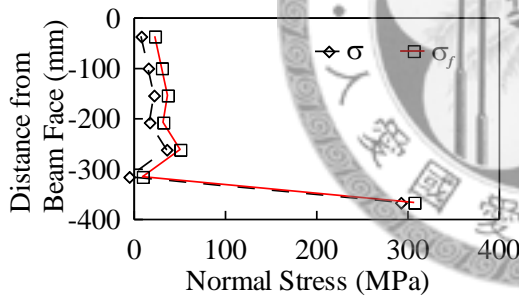


(c) Shear Stress

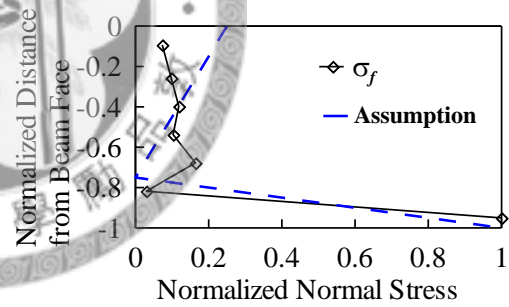


(d) Normalized Shear Stress

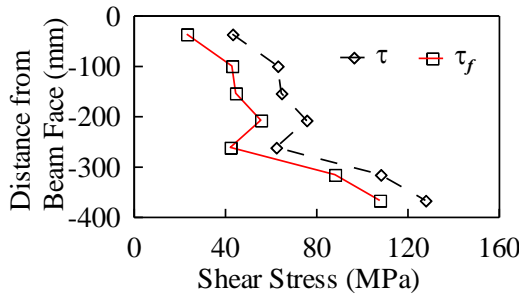
圖 4.49 試體五接合板與梁界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)



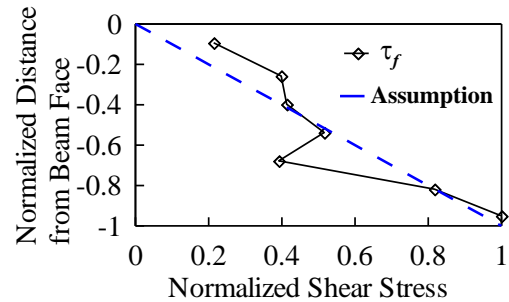
(a) Normal Stress



(b) Normalized Normal Stress

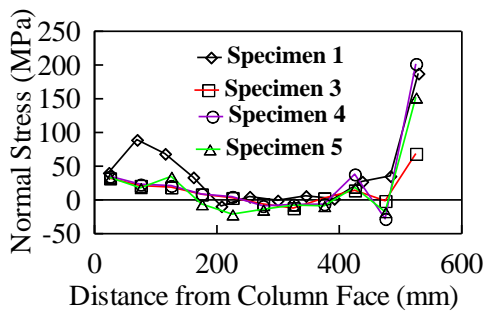


(c) Shear Stress

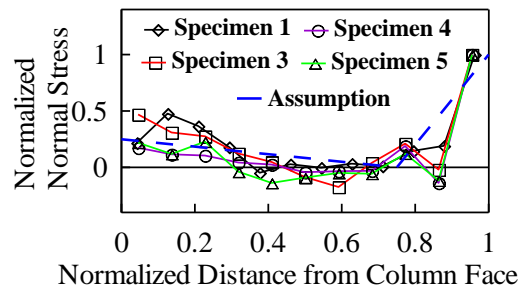


(d) Normalized Shear Stress

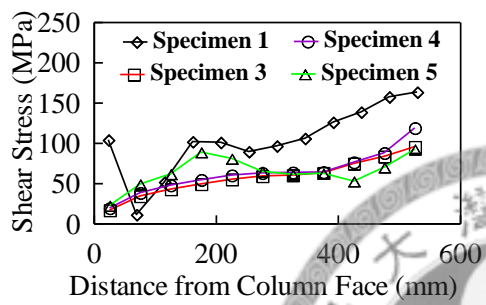
圖 4.50 試體五接合板與柱界面之正向應力及剪應力分佈(-1% Drift)



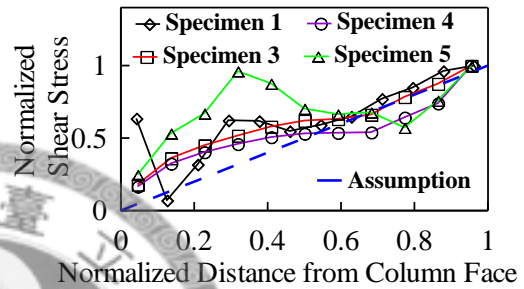
(a) Normal Stress Distribution



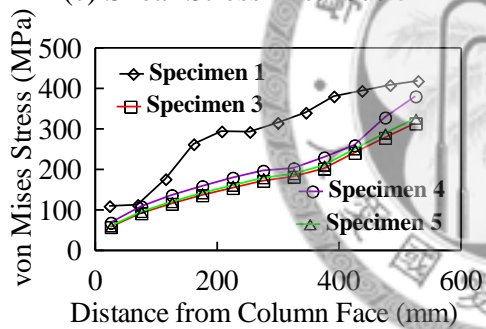
(b) Normalized Normal Stress Distribution



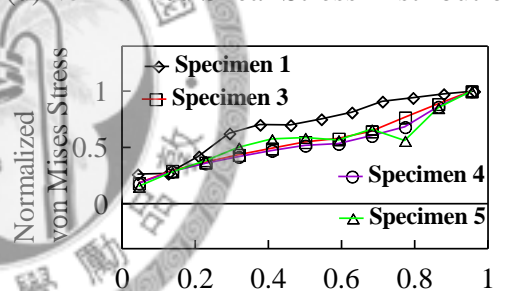
(c) Shear Stress Distribution



(d) Normalized Shear Stress Distribution

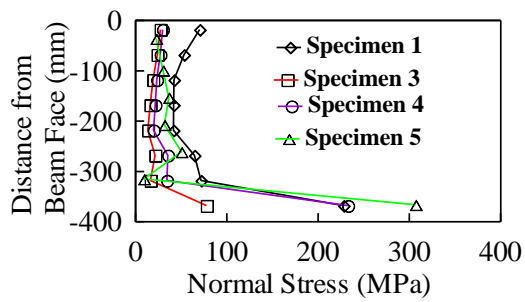


(e) von Mises Stress Distribution

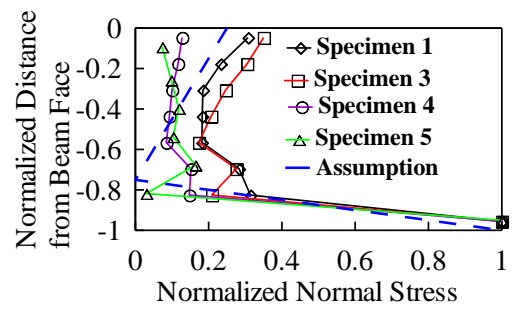


(f) Normalized von Mises Stress Distribution

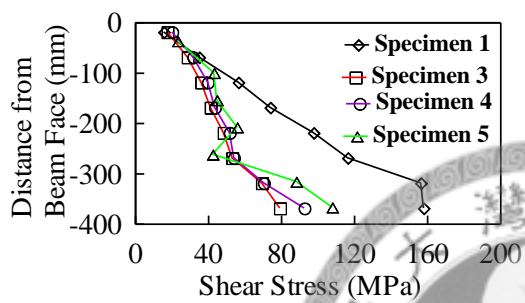
圖 4.51 各試體接合板與梁界面之應力分佈比較 (-1% Drift)



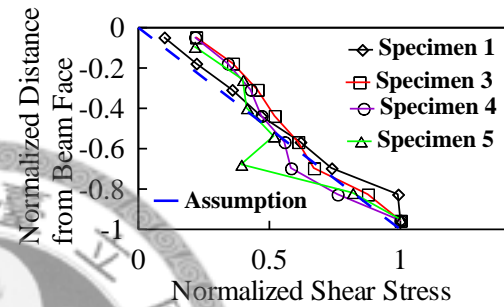
(a) Normal Stress Distribution



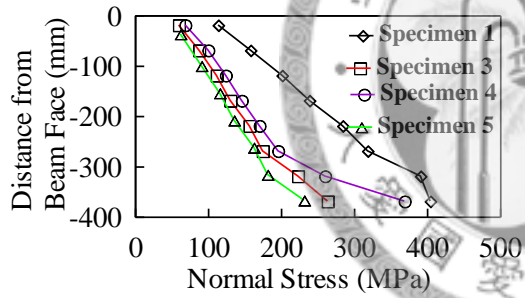
(b) Normalized Normal Stress Distribution



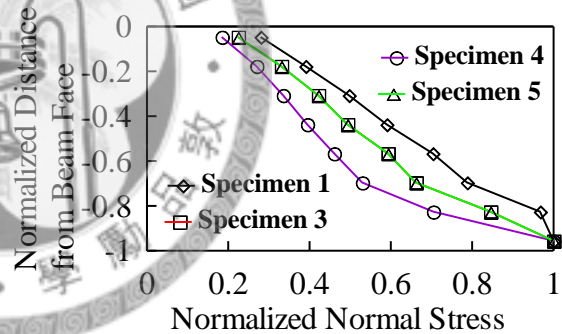
(c) Shear Stress Distribution



(d) Normalized Shear Stress Distribution



(e) von Mises Stress Distribution



(f) Normalized von Mises Stress Distribution

圖 4.52 各試體接合板與柱界面之應力分佈比較(-1% Drift)

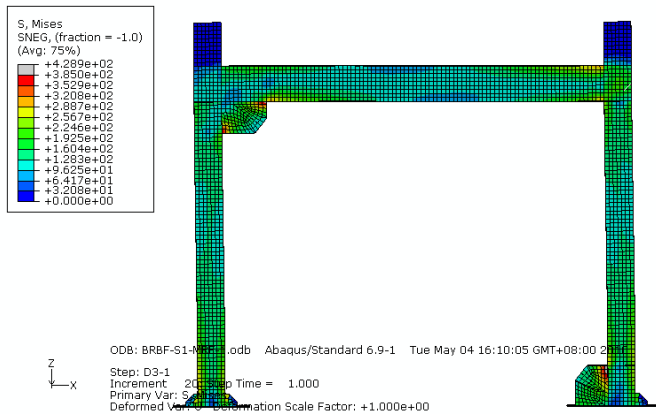
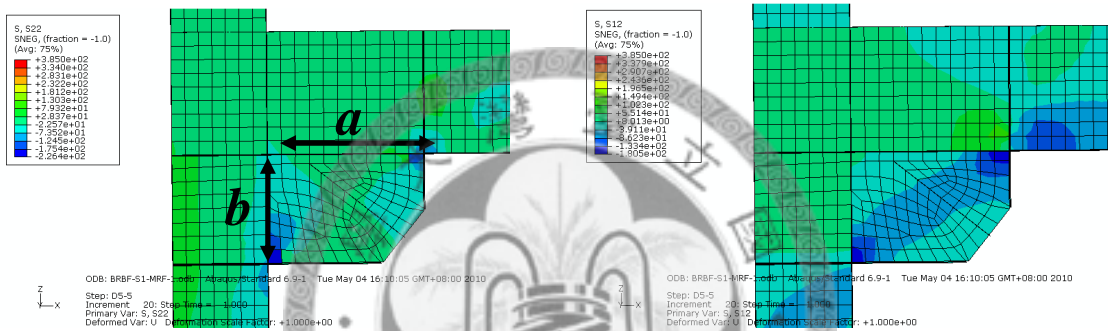
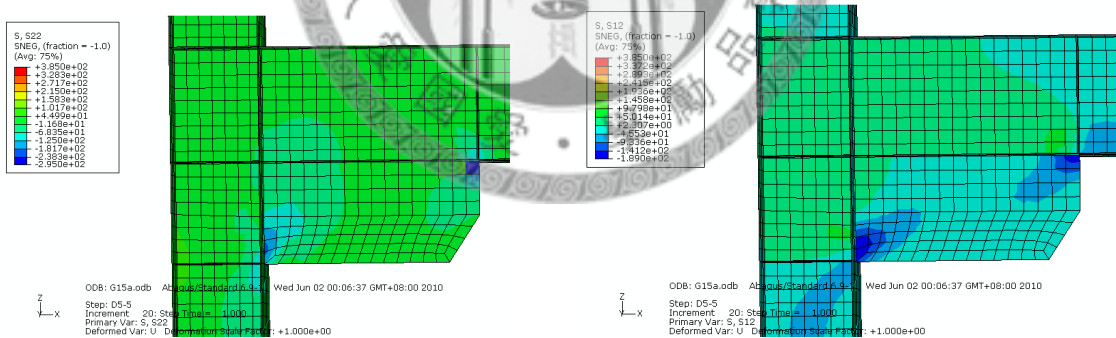


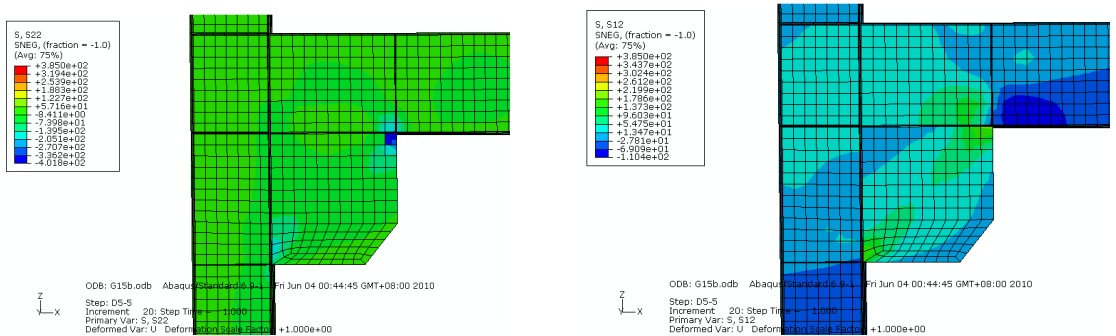
圖 4.53 含接合板之空構架模型圖



(a) Standard Gusset ($a=550$ mm, $b=385$ mm)



(b) Gusset with large width ($a=825$ mm, $b=385$ mm)



(c) Gusset with larger depth ($a=550$ mm, $b=578$ mm)

圖 4.54 不同尺寸接合板之正向應力及剪應力分佈 (-1% Drift)

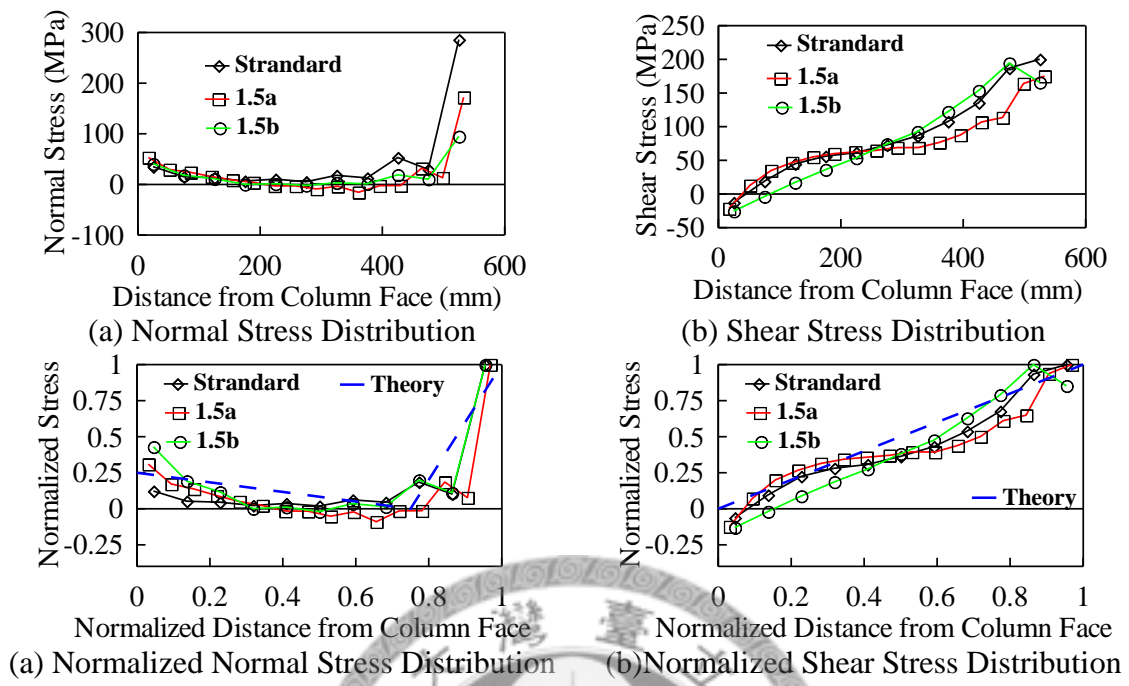


圖 4.55 接合板與梁界面之應力分佈





照片 3.1 圍束構件置入核心單元、墊板與 2~3mm 墊片



照片 3.2 消能支撐核心板與其圍束



照片 3.3 右端梁柱接頭補強



照片 3.4 鋼梁端部 45 度開槽焊接



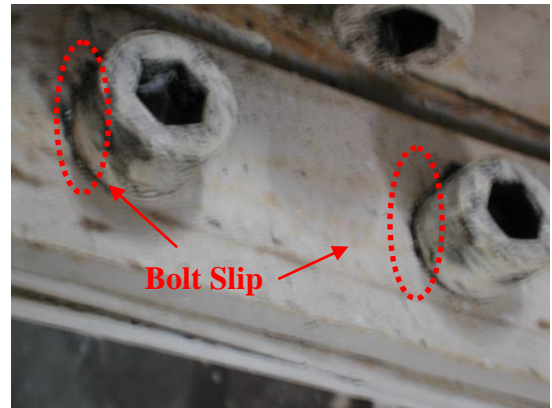
照片 3.5 接合板與梁、柱填角焊接



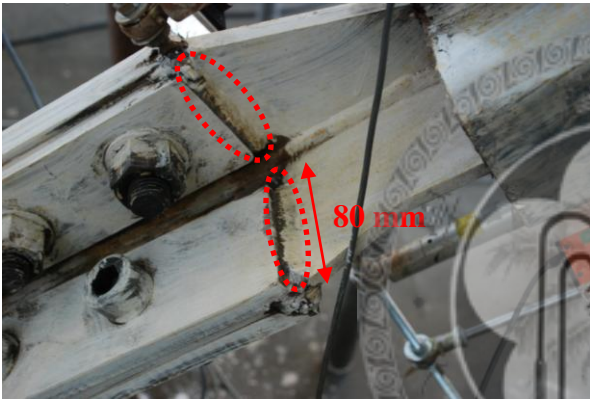
照片 3.6 與千斤頂連接端之梁柱接頭



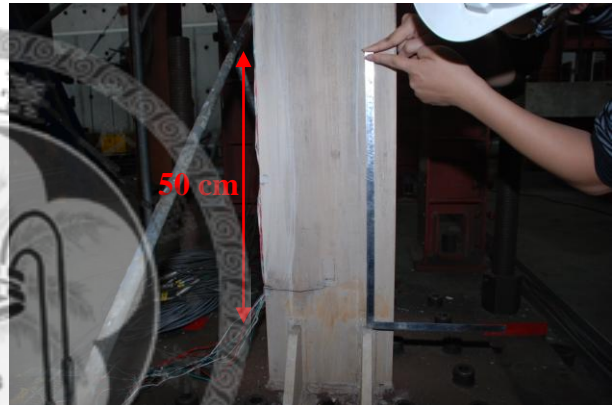
(a) 試體一試驗前全景



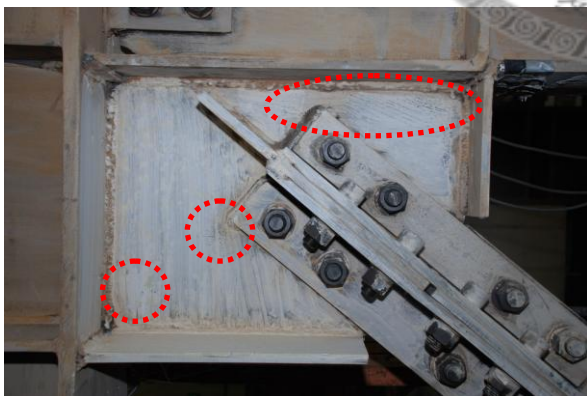
(b) 試體一螺栓滑動 (0.0036 rad)



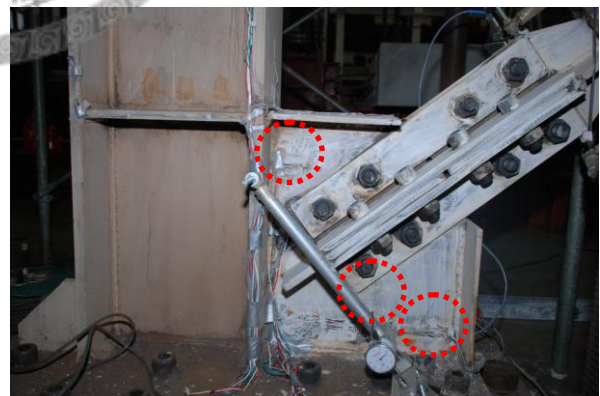
(c) 接合焊道補強



(d) 試體一無斜撐端柱底降伏 (0.01 rad)

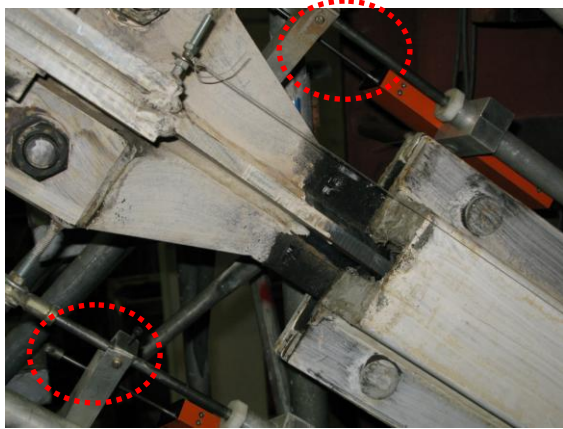


(e) 試體一上端接合板降伏 (0.015 rad)

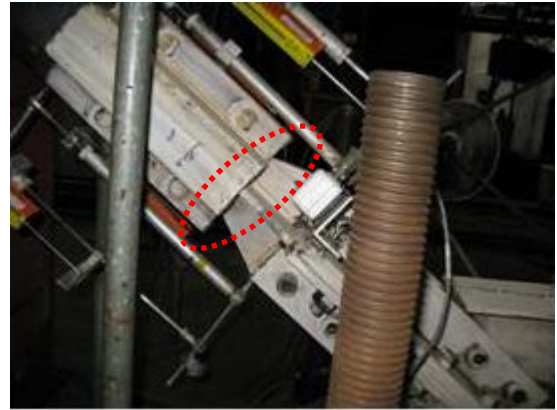


(f) 試體一下端接合板降伏 (0.015 rad)

照片 3.7 試體一試驗照片



(a) 試體一斜撐上端位移計彈開 (0.015 rad)



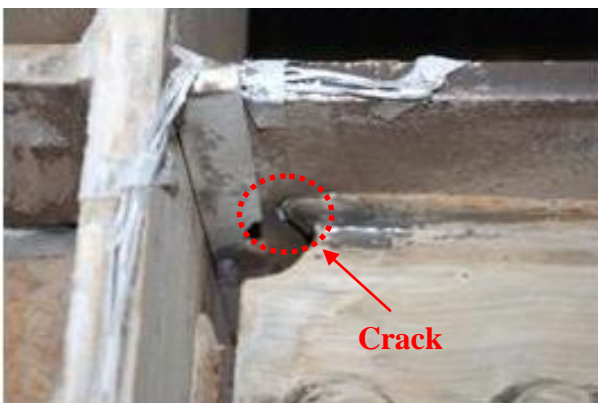
(b) 試體一消能支撐下端無殘餘變形 (0.015 rad)



(c) 試體一無斜撐端柱底降伏 (0.02 rad)



(d) 試體一靠千斤頂端梁翼板降伏 (-0.02 rad)



(e) 試體一靠千斤頂端右梁上翼板與焊材斷裂 (-0.02 rad)

照片 3.8 試體一試驗照片 (續)



(a) 試體二試驗前全景



(b) 試體二千斤頂端梁加勁板



(c) 試體二千斤頂端梁上翼加勁蓋板



(d) 試體二上端接合板



(e) 試體二下端接合板



(f) 試體二上端接合板挫屈 (-0.01 rad)

照片 3.9 試體二試驗照片



(a) 試體二上端接合板挫屈(下視) (-0.01 rad)



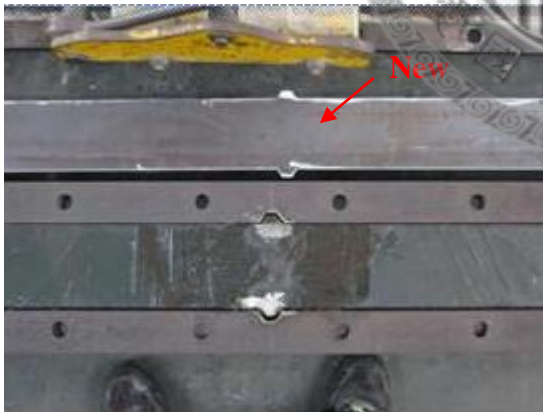
(b) 試體二梁輕微面外變形(-0.01 rad)



(c) 試體二消能支撐核心於轉換段面外變形



(d) 消能支撐核心板卡榫斷裂



(e) 新、舊消能支撐核心板比對

照片 3.10 試體二試驗照片(續)



(a) 試體三試驗前全景



(b) 試體三下端接合板
安裝過程



(c) 試體三下端接合板安裝過程(上視)



(d) 試體三消能支撐端板降伏 (+0.01 rad)



(e) 試體三上端接合板降伏 (+0.02 rad)

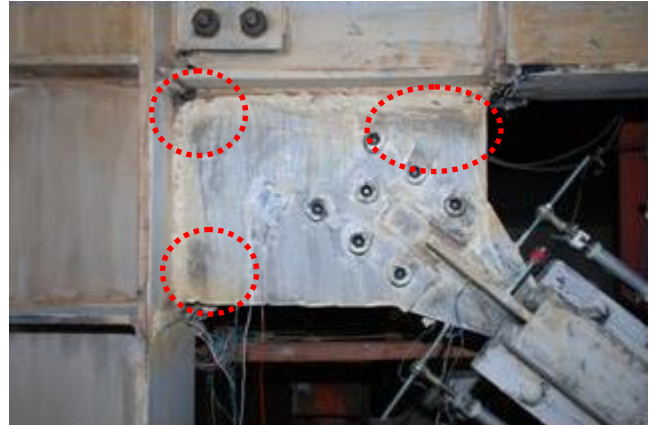


(f) 試體三下端接合板降伏 (+0.02 rad)

照片 3.11 試體三試驗照片



(a) 試體四試驗前全景



(b) 試體四上端接合板降伏 (+0.02 rad)



(c) 試體四下端接合板降伏 (+0.02 rad)



(d) 試體四右端梁翼板輕微挫屈 (+0.02 rad)



(e) 試體四上端接合板無面外變形(側視) (-0.02 rad)



(f) 試體四梁翼板輕微撓曲變形 (-0.02 rad)

照片 3.12 試體四試驗照片



(a) 試體五試驗前全景



(b) 試體五下端接合板



(c) 試體五下端接合板(側視)



(d) 試體五下端接合板(上視)



(e) 試體五上端接合板降伏(正面) (+0.02 rad)



(f) 試體五下端接合板降伏(正面) (+0.02 rad)

照片 3.13 試體五試驗照片



(a) 試體五上端接合板沿梁翼板開裂(背面)(-0.02 rad)



(b) 試體五上端接合板沿梁翼板裂縫密合(+0.025 rad)



(c) 試體五右端梁翼、梁腹板挫屈(+0.025 rad)



(d) 試體五上端接合板與柱焊道開裂(正面)(-0.025 rad)



(e) 試體五下端接合板與柱焊道開裂(背面)(-0.025 rad)

照片 3.14 試體五試驗照片(續)